

Titre: Modélisation du comportement de l'air dans les noyaux des
barrages en remblai suite à la mise en eau

Auteur: Benoît Courcelles

Date: 2003

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Courcelles, B. (2003). Modélisation du comportement de l'air dans les noyaux des
barrages en remblai suite à la mise en eau [Master's thesis, École Polytechnique
de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/7239/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/7239/>

**Directeurs de
recherche:**
Advisors:

Programme: Unspecified

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DE L'AIR
DANS LES NOYAUX DES BARRAGES EN REMBLAI
SUITE À LA MISE EN EAU

BENOÎT COURCELLES
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
DÉCEMBRE 2003

© Benoît Courcelles, 2003.



National Library
of Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

Acquisitions et
services bibliographiques

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 0-612-89192-5

Our file Notre référence

ISBN: 0-612-89192-5

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this dissertation.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de ce manuscrit.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the dissertation.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

MODELISATION DU COMPORTEMENT DE L'AIR
DANS LES NOYAUX DES BARRAGES EN REMBLAI
SUITE A LA MISE EN EAU

présenté par : COURCELLES Benoît

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. SOULIÉ Michel, D.Sc. A., président

M. LAFLEUR Jean, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. ALICESCU Vlad, M.B.A., membre

DÉDICACE

Ce mémoire de maîtrise ne constitue pas seulement la conclusion d'un travail de recherche ; il représente également l'aboutissement de longues années d'études en ingénierie. Je souhaiterais donc dédier cet ouvrage à ceux qui m'ont toujours soutenu et encouragé, ceux qui étaient présents dans les bons comme dans les mauvais moments et, surtout, ceux qui se sont toujours intéressés à mes travaux : Mes Parents.

REMERCIEMENTS

La liberté constitue, selon moi, la plus grande des motivations pour un travail de recherche. Je souhaiterais donc remercier Monsieur Jean Lafleur, directeur de recherche, pour sa confiance et la liberté d'action qu'il m'a accordées tout au long de ce projet. Je souhaiterais également souligner la qualité des pistes de recherche qu'il m'a suggérées, ainsi que la pertinence de ses commentaires.

Par ailleurs, j'aimerais remercier Monsieur André Ducharme, technicien du laboratoire de géotechnique, pour sa disponibilité et ses conseils avisés en matière d'expérimentation.

RÉSUMÉ

Des mesures piézométriques faites dans le noyau du barrage en remblai LG4 du Complexe La Grande Rivière, situé à la Baie James, mettent en évidence des pressions interstitielles anormalement élevées en aval de l'écoulement. Comme ce phénomène affecte la sécurité de l'ouvrage et augmente les risques d'instabilité de talus, la réalisation d'un modèle de comportement s'est avérée nécessaire.

Pour expliquer ces surpressions interstitielles, nous ferons l'hypothèse qu'une partie des gaz présents dans les vides lors de la construction y demeurent emprisonnée durant le remplissage du réservoir. Le volume des vides contient alors de l'air sous forme continue (air funiculaire) et sous forme discontinue (air occlus). La mise en eau entraîne alors un écoulement de l'air funiculaire vers l'aval, ainsi qu'une compression et une dissolution de l'air occlus. La pression interstitielle élevée de l'amont crée ainsi énormément de dissolution, alors que la pression plus faible à l'interface aval entraîne une exsolution de l'air dissous. Le degré de saturation et, par conséquent, la conductivité hydraulique sont donc plus élevés à l'amont qu'à l'aval du noyau.

L'objectif de ce mémoire est donc de présenter un modèle physique des effets du dégazage progressif à l'amont et de l'exsolution des gaz à l'aval sur la distribution des pressions interstitielles à moyen et à long terme. Ce modèle, présenté après une étude bibliographique relative à la présence d'air dans les noyaux des barrages en remblai, a été exploité à l'aide de la méthode des éléments finis.

Afin de simuler un écoulement dans un noyau de barrage en remblai, plusieurs séries d'expériences ont été effectuées dans le but de déterminer les paramètres d'entrée du modèle (notamment le coefficient de changement de volume

de la moraine). Ces expériences consistaient à confiner un échantillon comme il le serait à l'intérieur d'un noyau de barrage, et à créer une augmentation de la pression interstitielle semblable à celle résultant de la mise en eau. L'évolution du degré de saturation durant ces essais nous a alors donné tous les paramètres nécessaires à nos simulations.

Les résultats des simulations présentés dans ce rapport montrent bien le phénomène de surpression interstitielle. Dans un premier temps, l'air présent dans le sol entraîne une augmentation anormale de la charge hydraulique, alors que dans un deuxième temps, la saturation progressive du sol dissipe ces surpressions. A partir de ce modèle, l'étude de la stabilité des parois aval soumises au profil de charge le plus critique constituerait une piste de recherche intéressante.

ABSTRACT

Measures made in the core of the LG4 main dam, James Bay, put in evidence water pressures abnormally raised. As this phenomenon affects the safety and increases the risks of instability, a model of behaviour became necessary.

To explain these high water pressures, we shall make the hypothesis that a part of gases present during the construction remain imprisoned during the filling up. The voids contain air under continuous shape (funicular air) and under intermittent shape (occluded air). The filling up creates a flow of the funicular air, and a compression and dissolution of the occluded air. The very high water pressures in the upstream part create a lot of dissolution, while the weaker pressures in the downstream interface generate an exsolution of the dissolved air. The degree of saturation and, consequently, the hydraulic conductivity are more important in the upstream part of the core than in the downstream one.

The aim of this report is to present a physical model explaining the progressive degassing in the upstream part, the exsolution of gases in the downstream one and their influence on water pressures at short and long-term. This model, presented after a bibliographical study relative to the air in cores, was exploited by means of the Finite Elements Method.

To simulate a flow in a core, several series of experiments were made in order to determine the soil parameters (notably the change of volume coefficient). These experiments consisted in confining a sample as it would be inside a core, and in increasing the water pressure as if there was a filling up. The evolution of the saturation degree during these experiments gave us all parameters necessary for our simulations.

The simulations presented in this report show the phenomenon of high water pressures. The air in ground creates an abnormal increase of the water pressure, while, on the other hand, the progressive saturation of the ground dissipates these high pressures.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	IV
REMERCIEMENTS	V
RÉSUMÉ	VI
ABSTRACT.....	VIII
TABLE DES MATIÈRES.....	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES	XIV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XVIII
LISTE DES ANNEXES.....	XX
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1:PRÉSENTATION DU PHÉNOMÈNE DE SURPRESSION	
INTERSTITIELLE.....	2
1.1 Explications avancées	2
1.2 Discussions sur la validité des différentes théories.....	3
1.2.1 Consolidation partielle	4
1.2.2 Anisotropie de conductivité hydraulique	4
1.2.3 Migration des particules.....	5
1.2.4 Influence du degré de saturation	5
1.2.5 Comportement transitoire	7
1.2.6 Influence du niveau d'eau.....	10
1.2.7 Modèle de Leroueil et Le Bihan	10

1.2.8 Conclusion	16
CHAPITRE 2 : MODÈLE DE COMPORTEMENT DE L'AIR DANS LA MORAINES NON SATURÉE	17
2.1 Rappels des concepts des écoulements en milieu non saturé	17
2.2 Système d'équations régissant les écoulements en milieu non saturé	20
2.2.1 Conservation de la matière pour l'eau	20
2.2.2 Conservation de la matière pour l'air dissous.....	21
2.2.3 Teneur en eau volumique	24
2.2.4 Système d'équations final.....	30
2.3 Résolution du système en une dimension	30
2.4 Résolution du système en deux dimensions.....	34
CHAPITRE 3 : DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES D'ENTRÉE DU MODÈLE.....	36
3.1 Présentation de la moraine	36
3.1.1 Granulométrie et courbe PROCTOR.....	36
3.1.2 Saturation des échantillons	38
3.1.3 Consolidation isotrope des échantillons.....	39
3.1.4 Conductivité hydraulique triaxiale.....	40
3.1.5 Résistance au cisaillement en contraintes effectives, essais CIU	42
3.2 Détermination des coefficients de changement de volume.....	47
3.2.1 Rappels concernant les différents niveaux de saturation	47
3.2.2 Protocole expérimental	48
3.2.3 Programme d'essais à réaliser.....	52
3.2.4 Résultats expérimentaux	53
CHAPITRE 4 : SIMULATIONS.....	62
CONCLUSION	82

BIBLIOGRAPHIE.....	83
ANNEXES	87

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-1: Caractéristiques des échantillons de moraine de la Baie James	38
Tableau 3-2: Paramètres de Mohr-Coulomb pour la moraine	46
Tableau 3-3: caractéristiques des essais.....	53
Tableau 3-4: Récapitulatif des résultats expérimentaux	61
Tableau 3-5: Coefficients de changement de volume.....	61
Tableau 4-1: caractéristiques du sol lors des simulations.....	63

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1: Dissolution de l'air dans l'eau.....	9
Figure 2-1: Représentation d'un élément de sol non saturé	17
Figure 2-2: Courbe caractéristique pour un sable fin, un silt et une argile (Lam et al., 1987).....	19
Figure 2-3: Conductivité hydraulique pour un sable fin, un silt et une argile (Lam et al., 1987).....	19
Figure 2-4: Courbe caractéristique typique.....	25
Figure 2-5: Modèle d'évolution de la teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle d'eau et de celle de l'air	26
Figure 2-6: Modèle d'évolution de la teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle	28
Figure 2-7: Illustration de la méthode des différences finies.....	31
Figure 3-1: Courbes granulométriques du dépôt 6 à LG4 à l'état naturel	37
Figure 3-2: Courbe de compactage du dépôt 6 à LG4 (Proctor normal)	37
Figure 3-3: Courbe de saturation de la moraine.....	39
Figure 3-4: Courbe de consolidation de la moraine à 250kPa.....	40
Figure 3-5: Courbe de consolidation de la moraine à 500kPa.....	40
Figure 3-6: Courbes des essais de perméabilité triaxiale sur la moraine	41
Figure 3-7: Courbes contraintes/déformations des essais de cisaillement sur la moraine	42
Figure 3-8: Pression interstitielle en fonction de la déformation pour les essais de cisaillement sur la moraine	43
Figure 3-9: Cheminements de contraintes pour les essais de cisaillement sur la moraine	44
Figure 3-10: Cercles de Mohr en contraintes effectives et totales pour la moraine	46

Figure 3-11: Schéma de la cellule d'essais sur la moraine.....	48
Figure 3-12: Cellule triaxiale.....	51
Figure 3-13: Contrôleur de pression.....	51
Figure 3-14: Représentation in-situ des échantillons fabriqués en laboratoire.....	52
Figure 3-15: Degré de saturation en fonction de la pression interstitielle lors de l'étape 3.....	54
Figure 3-16: Teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle lors de l'étape 3.....	55
Figure 3-17: Teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle durant l'étape 3 (Confinement vertical de 400kPa).....	56
Figure 3-18: Teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle durant l'étape 3 (Confinement vertical de 800kPa).....	56
Figure 3-19: Teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle durant l'étape 3 (Confinement vertical de 1000kPa).....	57
Figure 3-20: Teneur en eau volumique en fonction de la contrainte normale nette (Confinement vertical de 400 kPa).....	58
Figure 3-21: Teneur en eau volumique en fonction de la contrainte normale nette (Confinement vertical de 800kPa).....	58
Figure 3-22: Teneur en eau volumique en fonction de la contrainte normale nette (Confinement vertical de 1000kPa).....	59
Figure 3-23: Teneur en eau volumique en fonction de la contrainte normale nette (Sol initialement saturé).....	60
Figure 3-24: Teneur en eau volumique en fonction de la contrainte normale nette (Degré de saturation initial de 0,88).....	60
Figure 4-1: Charge hydraulique (m) en fonction de l'abscisse relative (Degré de saturation initial de 0,75).....	63
Figure 4-2: Degré de saturation en fonction de l'abscisse relative (Degré de saturation initial de 0,75).....	65

Figure 4-3: Charge hydraulique (m) en fonction de l'abscisse relative (Degré de saturation initial de 0,85)	66
Figure 4-4: Degré de saturation en fonction de l'abscisse relative (Degré de saturation initial de 0,85)	66
Figure 4-5: Charge hydraulique (m) en fonction de l'abscisse relative (Sol initialement saturé)	67
Figure 4-6: Equipotentiellles après 1h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,75)	68
Figure 4-7: Equipotentiellles après 2h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,75)	69
Figure 4-8: Equipotentiellles après 5h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,75)	69
Figure 4-9: Equipotentiellles après 10h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,75)	70
Figure 4-10: Equipotentiellles après 24h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,75)	70
Figure 4-11: Isovaleurs de saturation après 1h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,75)	71
Figure 4-12: Isovaleurs de saturation après 2h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,75)	72
Figure 4-13: Isovaleurs de saturation après 5h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,75)	72
Figure 4-14: Isovaleurs de saturation après 10h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,75)	73
Figure 4-15: Isovaleurs de saturation après 24h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,75)	73
Figure 4-16: Equipotentiellles après 1h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,85)	74

Figure 4-17: Equipotentiellles après 2h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,85)	74
Figure 4-18: Equipotentiellles après 5h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,85)	75
Figure 4-19: Equipotentiellles après 10h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,85)	75
Figure 4-20: Equipotentiellles après 24h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,85)	76
Figure 4-21: Isovaleurs de saturation après 1h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,85)	76
Figure 4-22: Isovaleurs de saturation après 2h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,85)	77
Figure 4-23: Isovaleurs de saturation après 5h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,85)	77
Figure 4-24: Isovaleurs de saturation après 10h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,85)	78
Figure 4-25: Isovaleurs de saturation après 24h d'écoulement (Degré de saturation initial de 0,85)	78
Figure 4-26: Equipotentiellles après 6min d'écoulement (Sol initialement saturé).....	79
Figure 4-27: Equipotentiellles après 18min d'écoulement (Sol initialement saturé).....	79
Figure 4-28: Equipotentiellles après 36min d'écoulement (Sol initialement saturé).....	80
Figure 4-29: Equipotentiellles après 1h d'écoulement (Sol initialement saturé).....	80
Figure 4-30: Equipotentiellles après 2h d'écoulement (Sol initialement saturé).....	81

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

α_k = Cf équation (I.5)

A_{wg} = Cf équation (I.8)

A_w = Section transversale à l'écoulement

B_{wg} = Cf équation (I.9)

C_{wg} = Concentration en gaz dissous (masse de gaz par volume d'eau)

D_{wg} = Coefficient de diffusion d'un gaz dans l'eau

H = Charge piézométrique

H_{wg} = Coefficient de dissolution d'un gaz dans l'eau

h_{wg} = Coefficient volumétrique de dissolution d'un gaz dans l'eau

i_w = Gradient hydraulique

J_{dg} = Flux de diffusion d'un gaz dissous dans l'eau

k_{ws} = Conductivité hydraulique en régime saturé

k_{wns} = Conductivité hydraulique en régime non saturé

k_{wr} = Conductivité hydraulique relative

L = Distance

m_α = Coefficient de changement de volume

= m_1 lorsque le sol est saturé

= m_i lorsque de l'air est occlus

= m_2 lorsque le flux d'air est continu

M_{gd} = Masse de gaz transporté par diffusion

M_{og} = Masse de gaz occlus

M_{wg} = Masse de gaz dissous

M_{tg} = Masse totale de gaz dans le sol (dissous + occlus)

M_{mg} = Masse molaire du gaz

M_{mw} = Masse molaire de l'eau

N_g = Nombre de moles gazeuses

N_w = Nombre de moles d'eau

P_{pg} = Pression partielle d'un gaz

P_{Tg} = Pression totale de gaz

ρ_w = Masse volumique de l'eau

R = Constante universelle des gaz parfaits

S_r = Degré de saturation

S_{rf} = Degré de saturation au dessous duquel la phase gazeuse est continue et le gaz se déplace librement dans le sol.

S_u = Succion matricielle

S_{uf} = Succion matricielle pour un degré de saturation égal à S_{rf}

θ_w = Teneur en eau volumique

T_k = Température (Kelvin)

u_a = Pression de l'air

u_w = Pression de l'eau

v_w = Vitesse d'écoulement de l'eau

V_w = Volume d'eau

V_{wg} = Volume d'air dissous

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE I: Fiches de description des échantillons testés au laboratoire et tableaux de résultats	88
ANNEXE II : Courbes de résultats des essais au laboratoire.....	119
ANNEXE III : Exemple de feuille EXCEL du programme de simulation.....	130
ANNEXE IV : Notice d'utilisation du programme de simulation sous EXCEL.....	132
ANNEXE V : Code du programme de simulation sous FREEFEM++.....	135
ANNEXE VI : Notice d'utilisation du programme sous FREEFEM++.....	144

INTRODUCTION

Bien qu'ayant amélioré la compréhension générale du comportement des barrages en terre, les nouvelles techniques d'analyse ne permettent pas d'expliquer la distribution de la pression interstitielle dans les structures de retenue d'eau. L'observation de la distribution de ces pressions présente des **surpressions anormales au niveau de la partie aval des noyaux** de nombreux barrages.

Ce phénomène de dissipation irrégulière des pressions interstitielles dans la direction amont/aval va à l'encontre des hypothèses courantes qui sont : **la saturation et l'homogénéité** des matériaux lorsqu'ils sont submergés. De plus, il est important de noter que de l'air est capturé dans les sols durant le processus de mouillage des barrages.

L'observation de pressions interstitielles plus importantes que celles prédites pour un sol homogène semble être particulièrement la règle pour les barrages de grande hauteur. A titre d'exemple, nous pouvons citer les observations in-situ suivantes :

- Barrage Gespatsch => Un ajout d'1% de bentonite a été effectué dans la partie amont du noyau afin de réduire sa perméabilité de 25%. En dépit de cela, les pressions au niveau de la partie aval ont été plus importantes que celles calculées avec un modèle homogène. (St-Arnaud, 1995)
- Barrage LG-4 => Des surpressions anormales pouvant atteindre 50% de la charge totale ont été observées. Pour une charge totale de 101m, un piézomètre situé à une distance de 7,7m de l'amont devrait présenter une charge de 14m. A la fin du chargement, on y a constaté une charge de 46m, soit 32m de plus que prévu. (St-Arnaud, 1995)

CHAPITRE 1

PRÉSENTATION DU PHÉNOMÈNE DE SURPRESSION INTERSTITIELLE

1.1 Explications avancées

Dans la littérature, nous pouvons trouver de nombreuses explications relatives au phénomène de surpression interstitielle. Nous ne nommerons ci-dessous les plus pertinentes pour l'étude de notre projet :

- **Hétérogénéité** provenant de variations naturelles au sein du matériau ou des imperfections de construction (Combelles, 1976).
- **Pression résiduelle dans le noyau après une réalisation rapide.** (Noyau du barrage de Misakubo, Japon, Komada et Kanazawa, 1976).
- **Variation des contraintes et des déformations** : des contraintes effectives importantes sur la partie aval réduisent les vides et par conséquent la perméabilité. (De Mello, 1980 et Vaughan, 1989).
- **Consolidation partielle** (Adikari et Parkin pour le barrage de Talbingo, Australie, 1976 / Goldin et Rasskazov pour le barrage de Nurek, Russie, 1992).
- **Fracturation hydraulique** : Certaines fines peuvent migrer vers l'interface aval noyau/filtre et créer un bouchon. Ces fines proviennent de fissures initiées par le phénomène de fracturation hydraulique. (Sherard, 1984, 1986).
- **Anisotropie de conductivité hydraulique** (Goussé, 1988).
- **Migration de fines** : La pression interstitielle dans le filtre, près du noyau, n'est pas vraiment à la pression atmosphérique. Peck (1990) suppose que les fines du noyau migrent jusque dans le filtre. Elles peuvent alors boucher ce

dernier et former une barrière qui conduit à une augmentation des pressions interstitielles dans la partie aval du noyau.

- **Compression, dissolution, exsolution** (St-Arnaud, 1995)

A titre d'exemple concernant l'incertitude des différentes théories avancées, nous pouvons citer le cas du barrage WAC Bennett. Le 17 juin 1996, lors de l'étude d'un nid de poule au sommet du barrage, un affaissement de terrain s'est brutalement produit. Un second affaissement de terrain est, quant à lui, survenu pendant les études sur le barrage. Même si la rupture du sol semble être due à des pressions interstitielles anormalement élevées, les différentes explications avancées montrent bien les incertitudes vis-à-vis de ce phénomène :

- Selon Taylor et al. (1985), le phénomène serait dû à l'anisotropie de la perméabilité dans la partie supérieure du noyau.
- Selon Peck (1990), il s'agirait plutôt de la migration de fines.
- Selon Stewart et Imrie (1993), des fines du noyau auraient migré le long de fractures dans la direction amont/aval et bouché de petites portions de la zone de transition aval. Ces fractures ont ensuite pris des orientations à 90° et bouché toute la zone de transition.

1.2 Discussions sur la validité des différentes théories

Une ou plusieurs explications peuvent refléter la distribution des pressions interstitielles, mais elles ne peuvent en aucun cas être considérées comme une règle. En effet, certaines des théories avancées précédemment sont conformes dans un cas particulier mais ne sauraient s'adapter à l'ensemble des cas observés. Ainsi par exemple, la fracturation hydraulique associée à l'effet d'arche ne peut pas être prise en compte si le noyau est incliné ou s'il est d'une largeur substantielle. De même,

une faible progression du « front de saturation », comme celle du barrage LG4, n'est pas valable lorsque l'eau circule dans des fissures.

Il est de plus important de noter toute combinaison de différents mécanismes doit être prise en compte durant toute la vie de l'ouvrage. Nous verrons plus tard que les surpressions interstitielles varient à court et à long terme.

1.2.1 Consolidation partielle

La thèse de la consolidation partielle, parfois avancée, peut être rattachée à celle mettant en avant des contraintes effectives inégales. En effet, il existe deux possibilités de remplissage du réservoir lors de la construction de barrages : le plus souvent le remplissage a lieu après l'achèvement des travaux, mais il peut aussi être effectué à l'avancement. Les contraintes effectives sont donc toujours plus basses dans la partie amont que dans la partie aval. Par conséquent, à la fin du remplissage, les contraintes effectives diminuent de manière plus importante dans la partie amont que dans la partie aval. Ce phénomène provoque alors une déformation différentielle. Cependant, ce type de déformation ne peut pas influencer la perméabilité de manière aussi importante que la compression initiale le fait et cette hypothèse de consolidation partielle semble difficilement expliquer les valeurs importantes de surpression observées.

1.2.2 Anisotropie de conductivité hydraulique

L'anisotropie entraîne, quant à elle, une bonne corrélation entre la distribution des pressions interstitielles et les analyses théoriques. Les mauvaises méthodes de construction vont créer cette anisotropie par le biais d'une ségrégation horizontale,

ou d'un mauvais choix de matériaux avec des propriétés différentes... Il est donc important de réglementer les méthodes de construction afin de limiter l'anisotropie des noyaux des barrages.

1.2.3 Migration des particules

Paré et al.(1982) ont exécuté des tests pour vérifier l'hypothèse liée à la filtration, à savoir : la migration de particules. Durant ces tests, aucune migration de particules n'a été observée de façon significative, même lorsque les conditions d'érosion étaient plus importantes que celles sur site.

1.2.4 Influence du degré de saturation

Lowe et Johnson (1960), aussi bien que Sherard et al. (1963), ont pris en compte la présence de l'air capturé à l'intérieur du barrage après le chargement. Ils ont discuté du processus et du temps requis pour faire sortir cet air. Suite aux observations d'Hydro-Québec concernant des bulles d'air sortant avec l'eau en percolation au niveau des parements aval et à condition que la zone du noyau considérée soit insaturée avant le remplissage, les hypothèses suivantes ont été suggérées :

1.2.4.1 Rôle de l'air capturé lors de la construction du noyau

Durant le remplissage du réservoir, de l'air est capturé dans le noyau et dans les zones submergées. Comme la charge hydraulique diminue lorsque l'on se déplace vers l'aval, la compression de l'air emprisonné dans le sol diminue dans la

direction de l'écoulement. En accord avec la loi de Boyle ($P \times V = \text{cste}$), le degré de saturation et par conséquent la conductivité hydraulique diminuent dans la même direction. En effet, la conductivité hydraulique est très faible pour les faibles degrés de saturation et selon Wyckoff et Botset (1936), elle augmente rapidement lorsque le degré de saturation dépasse 50%.

Une diminution de cette conductivité hydraulique dans la direction de l'écoulement induit nécessairement des **gradients de charge hydraulique plus importants en aval de l'écoulement** dans le but de respecter la conservation des débits.

1.2.4.2 Rôle de l'air dissous

Selon la loi de Henry, les gaz vont se dissoudre plus ou moins rapidement en fonction des pressions hydrauliques et du gaz contenu dans l'eau en percolation. Les gaz dissous vont être transportés à travers le noyau par l'écoulement d'eau. Lorsque la pression d'eau diminue, les gaz ont tendance à sortir de la solution dans le noyau lui-même ou dans le filtre.

La dissolution et la compression des gaz vont augmenter le degré de saturation et par conséquent la perméabilité du sol en amont, alors que l'exsolution aura l'effet inverse en aval.

1.2.4.3 Phénomène de saturation

Procédures utilisées pour limiter la quantité d'air emprisonné dans les échantillons destinés aux essais de perméabilité (ASTM D2434) :

- Les sols contenant moins de 10% passant à 75.10^{-6} m nécessitent une pompe à vide pour atteindre la saturation.
- Lorsque le sol contient un pourcentage significatif de fines, une contre-pression est communément utilisée pour comprimer et dissoudre l'air emprisonné dans le sol.

Dans les zones submergées de l'amont, une quantité significative d'air peut être capturée durant le remplissage du réservoir. En effet, la taille des grains des zones de transition et des filtres est bien plus importante que celle du noyau. Lors de la mise en eau, l'air contenu dans les pores de taille non négligeable est donc susceptible d'être emprisonné dans le sol. Même si la présence de gaz emprisonné dans les zones amont n'aura pas d'influence directe sur la pression interstitielle, l'écoulement d'eau contiendra des gaz dissous. Une partie de ces gaz dissous va éventuellement sortir de la solution au niveau de la partie aval, ou plus précisément à l'interface entre le noyau et le filtre. Pour que l'écoulement ne soit pas modifié, il faudrait que l'exsolution de ces gaz ne modifie pas la perméabilité du noyau, ou tout au moins assure une perméabilité suffisante pour respecter la conservation des débits et ne pas créer de surpression interstitielle. Cependant, les observations faites in-situ montrent que cette condition n'est pas respectée.

1.2.5 Comportement transitoire

Beaucoup de facteurs doivent être pris en compte pour prédire l'intensité d'un blocage hydraulique qui peut découler d'une variation du degré de saturation. Cela inclut principalement les éléments suivants: dimension des zones submergées, hauteur d'eau dans les biefs amont et aval, propriétés hydrauliques des matériaux du noyau, des filtres, des zones de transition et de la carapace, porosité, température

durant la construction et après le chargement, intervalle de temps entre la construction et le chargement, durée d'échange des gaz, réactions physico-chimiques...

Il est important de noter qu'un blocage dû à l'air emprisonné dans le sol est nécessairement transitoire. L'intensité du phénomène varie avec la dissolution et l'exsolution des gaz, qui sont fonction des conditions avant et après la mise en eau, ainsi que du niveau d'eau à l'amont du barrage.

Selon la loi de Henry, la quantité de gaz dissous dans un liquide à une température donnée est proportionnelle à la pression partielle de ce gaz. Par exemple, sous les conditions normales de température et de pression, l'eau peut absorber 2% d'air par volume. Pour expliquer ce phénomène un peu particulier, nous allons considérer une cavité contenant de l'eau et de l'air. La pression de l'air à la surface de l'eau produira, dans un premier temps, une excitation des molécules d'eau. L'énergie, ainsi développée, affectera les forces d'interactions et contribuera à mettre en mouvement les molécules H_2O . Lorsque l'on augmente la pression de l'air, par le biais d'un piston ou en injectant de l'air sous pression, le mouvement des molécules d'eau s'amplifie. Dès lors, des molécules d'air peuvent s'insérer entre les molécules d'eau ; elles constituent alors de l'air dissous. La figure 1-1 représente le mouvement des molécules d'air entre celles de l'eau.

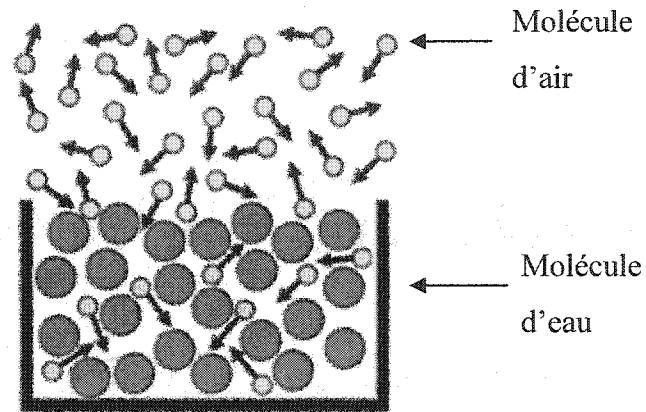


Figure 1-1 : Dissolution de l'air dans l'eau

Ainsi, lorsque la totalité de l'air emprisonné dans le sol a été dissoute et évacuée à l'aval de l'écoulement, le sol se retrouve saturé et les surpressions interstitielles commencent à diminuer. En effet, dès que le sol est saturé, la conductivité hydraulique est homogène tout au long de l'écoulement. La conservation des débits d'eau donne ainsi un gradient hydraulique constant tout au long de l'écoulement et annule les surpressions interstitielles.

Nous pouvons également remarquer que la quantité d'air dissous dans l'eau à l'amont du barrage possède elle aussi son importance. En effet, plus elle sera saturée en air dissous, plus il sera difficile de dissoudre l'air emprisonné dans les pores du noyau.

1.2.6 Influence du niveau d'eau

Au niveau de la partie amont, les gaz occlus seront plus facilement comprimés et dissous lorsque le niveau d'eau sera important. Une grande quantité d'air dissous entraînera donc une forte exsolution à l'aval. Le degré de saturation de la partie aval sera donc assez faible, ce qui affectera la conductivité hydraulique et créera de fortes surpressions interstitielles. Ce phénomène de surpression interstitielle croît donc avec le niveau d'eau du bief amont du barrage.

Comme sous une pression de 1 MPa, la masse de gaz dissous est 10 fois plus grande que celle à pression atmosphérique, le niveau d'eau possède un rôle prépondérant dans le phénomène considéré ici. A 100 m de profondeur, le volume de gaz occlus sera ainsi égal à 10% de celui à la pression atmosphérique, c'est-à-dire celui juste sous le toit de la nappe.

1.2.7 Modèle de Leroueil et Le Bihan

1.2.7.1 Hypothèses du modèle

- Loi de Boyle (loi des gaz parfaits):

$$P_g V_g = N_g R T_g \quad (I.1)$$

avec

P_g = pression du gaz

V_g = volume de gaz

N_g = nombre de moles de gaz

R = constante universelle des gaz parfaits

T_g = température (K)

▪ Loi de Henry :

$$P_g = \frac{h_{wg} N_g}{N_w}, \text{ pour } T \text{ donnée} \quad (I.2)$$

avec

h_{wg} = constante de dissolution d'un gaz dans l'eau

N_g = nombre de moles de gaz dissous

N_w = Nombre de moles d'eau

▪ Loi de Fick :

$$J_{dg} = \frac{M_{gd}}{A_w \cdot dt} = -D_{wg} \frac{dC_{wg}}{dL} \quad (I.3)$$

avec

J_{dg} = flux de diffusion d'un gaz dissous dans l'eau

M_{gd} = masse de gaz transporté par diffusion

A_w = section transversale

D_{wg} = coefficient de diffusion d'un gaz dans l'eau

C_{wg} = masse de gaz par volume d'eau unitaire

L = distance

▪ Loi de Darcy :

$$v_w = k_w i_w = -k_w \frac{dH}{dL} \quad (I.4)$$

avec

v_w = vitesse d'écoulement de l'eau

k_w = conductivité hydraulique

i_w = gradient hydraulique

H = hauteur piézométrique

- Le modèle considéré ne possède qu'une seule dimension (écoulement horizontal).
- La conductivité hydraulique diminue avec le degré de saturation S_r :

$$k_{wr} = \frac{k_{wns}}{k_{ws}} = S_r^{ak} \quad (I.5)$$

avec k_{wns} =conductivité hydraulique en condition non saturée
et k_{ws} en conditions saturées.

- Pour $S_r < S_{rf}$, la phase gazeuse est continue et le gaz se déplace librement dans le sol.
- Dans un sol non saturé, la pression de l'air est plus grande que celle de l'eau. Cette différence, appelée succion matricielle, dépend des tensions de surface.

$$S_u = P_g - P_w = \frac{S_{uf}(1 - S_r)}{1 - S_{rf}} \quad (I.6)$$

pour $S_{rf} < S_r < 1$ et avec S_{uf} = succion matricielle à S_{rf}

- Le noyau est considéré comme homogène et de porosité constante.
- Les températures de l'eau dans le réservoir et dans le noyau sont considérées comme identiques et constantes ; cela entraîne des coefficients de dissolution, de diffusion et une conductivité hydraulique à saturation partout constants avec le temps.

1.2.7.2 Description physique du modèle

Masse totale de gaz dans le sol : $M_{Tg} = M_{mg} P_{pg} n \left(\frac{S_r \rho_w}{M_{mw} h_{wg}} + \frac{1 - S_r}{RT_k} \right)$ (I.7)

Cette équation a été obtenue à partir des formules suivantes :

$M_{Tg} = M_{wg} + M_{og}$ avec M_{wg} = masse de gaz dissous et M_{og} = masse de gaz occlus.

Henry : $M_{wg} = \frac{M_{mg} P_{pg} n S_r \rho_w}{M_{mw} h_{wg}}$ et Boyle : $M_{og} = \frac{M_{mg} P_{pg} n (1 - S_r)}{RT_k}$

Transport de gaz par advection

L'écoulement est considéré comme assez lent pour permettre l'équilibre entre la pression partielle du gaz occlus et celle du gaz dissout dans l'eau. Ainsi, si un volume d'eau ΔV_w saturé par un gaz à la pression P_{g1} entre dans un élément de sol possédant du gaz à la pression partielle P_{g2} , un nouvel équilibre se formera par le biais d'une dissolution ou d'une exsolution suivant le signe de $\Delta P_{pg} = P_{g2} - P_{g1}$ (>0 => dissolution et <0 => exsolution).

On a donc : $\Delta M_{wg} = - \frac{\Delta V_w \rho_w \Delta P_{pg} M_{mg}}{M_{mw} h_{wg}}$

Et comme $v_w = \frac{\delta V_w}{A_s \delta t}$,

On obtient : $\frac{\delta M_{wg}}{\delta t} = -v_w A_{wg} \frac{\delta P_{pg}}{\delta L}$ avec $A_{wg} = \frac{\rho_w M_{mg}}{M_{mw} h_{wg}} = \text{cste pour } T \text{ donnée}$ (I.8)

Transport de gaz par diffusion

La concentration de gaz dans l'eau est donnée par :

$$C_{wg} = \frac{M_{dg}}{V_w} = \frac{M_{mg} P_{pg} \rho_w}{h_{wg} M_{mw}}$$

Comme la tortuosité est négligée, on obtient :

$$\frac{dC_{wg}}{dL} = \frac{\rho_w M_{mg}}{h_{wg} M_{mw}} \frac{dP_{pg}}{dL}$$

D'où la formule :

$$J_{dg} = -D_{wg} \frac{dC_{wg}}{dL} = -\frac{D_{wg} \rho_w M_{mg}}{h_{wg} M_{mw}} \frac{dP_{pg}}{dL}$$

Comme le changement de masse par unité de volume de sol pendant un temps dt est

donné par : $\frac{\delta M_{dg}}{\delta t} = -\frac{\delta J_{gd}}{\delta L}$, on obtient :

$$\frac{\delta M_{dg}}{\delta t} = n \cdot S_r \cdot B_{wg} \frac{\delta^2 P_{pg}}{\delta L^2} \text{ avec } B_{wg} = \frac{D_{wg} \rho_w M_{mg}}{h_{wg} M_{mw}} \quad (I.9)$$

Relation entre le changement dans la masse de gaz et le degré de saturation

La variation de masse de gaz s'effectue suivant la formule :

$$\Delta M_{Tg} = \Delta t \left(\frac{\delta M_{wg}}{\delta t} + \frac{\delta M_{dg}}{\delta t} \right) = \Delta t \left(-v_w A_{wg} \frac{\delta P_{pg}}{\delta L} + n \cdot S_r \cdot B_{wg} \frac{\delta^2 P_{pg}}{\delta L^2} \right) \quad (I.10)$$

Cela entraîne une modification des pressions partielle et totale de gaz suivant la relation :

$$P_{pg} = \frac{\frac{M_{lg}}{n \cdot M_{mg}}}{\frac{S_r \rho_w}{M_{mw} h_{wg}} + \frac{1 - S_r}{R \cdot T_k}} \quad (I.11)$$

$$\text{et } P_{Tg} = \sum P_{pg} = P_w + \frac{S_{uf}(1 - S_r)}{1 - S_{rf}} \quad (I.12)$$

Cette dernière formule nous permet alors de calculer S_r en tenant compte des faits suivants :

- Si $S_r > 1$, on prend $S_r = 1$.
- Si $S_r < S_{rf}$, on pose $S_r = S_{rf}$, $S_u = S_{uf}$ et on recalcule M_{Tg} .

A partir de ces équations, il est alors possible de résoudre le problème de surpressions interstitielles. Comme l'ont fait Leroueil et Le Bihan, il est en effet judicieux de résoudre le système d'équation par la méthode des éléments finis. L'algorithme de calcul serait alors le suivant :

- L'augmentation de la charge hydraulique entraîne une variation de la pression des gaz présents dans le sol. L'équation (I.10) nous permet alors de calculer la variation de masse de gaz occlus dans le sol.
- Connaissant la nouvelle masse de gaz occlus, l'équation (I.11) nous permet de calculer la pression partielle des gaz à l'équilibre.
- Enfin, l'équation (I.12) nous donne le nouveau degré de saturation du sol. Nous pouvons ainsi réitérer les calculs jusqu'à convergence de la solution.

La mise en équation reste cependant assez compliquée. Nous nous attacherons donc, dans la suite du présent rapport, à mettre en place un autre modèle de comportement sans pour autant remettre en cause les travaux déjà effectués sur le sujet.

1.2.8 Conclusion

Le modèle élaboré par Leroueil et Le Bihan rend bien compte des observations in-situ suivantes :

- Des gaz sont emprisonnés dans le sol durant la construction du barrage.
- Ces gaz, qui diminuent dans la direction amont/aval, sont comprimés selon la loi de Boyle et dissous selon celle d'Henry.
- Présentant une diminution de la pression interstitielle, le filtre du barrage fera l'objet d'exsolution.
- Une diminution du degré de saturation dans la direction de l'écoulement entraînera une diminution de la perméabilité dans le même sens ; ce qui conduira à des pressions interstitielles plus importantes que prévu dans la partie aval du noyau.

CHAPITRE 2

MODÈLE DE COMPORTEMENT DE L'AIR DANS LA MORAINES NON SATURÉE

2.1 Rappels des concepts des écoulements en milieu non saturé

Un écoulement non saturé est en fait un écoulement multiphasique dans un milieu poreux. L'air et l'eau coexistent dans les pores du sol sous deux phases différentes, respectivement gazeuse et liquide. Le schéma suivant représente un élément unitaire de sol non saturé (eau, air et grains de sol), sachant que l'air emprisonné dans le sol peut prendre deux formes différentes. Pour un degré de saturation faible, le flux d'air est continu ; nous parlerons alors d'air funiculaire. Par contre, lorsque le degré de saturation passe un certain seuil, l'air ne se rencontre plus que sous forme de bulles ; nous utiliserons dans ce cas le terme d'air occlus.

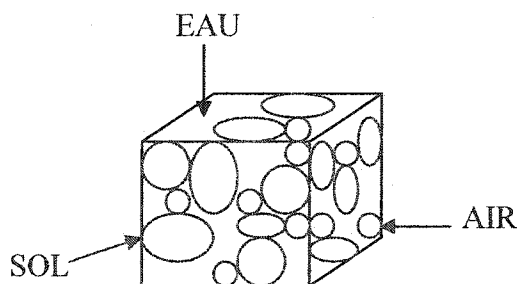


Figure 2-1: Représentation d'un élément de sol non saturé

Dépendant à la fois du degré de saturation et de la charge hydraulique, la représentation d'un écoulement en milieu non saturé nécessite un système d'au moins deux équations différentielles faisant intervenir S_r et H .

D'autre part, il est important de noter que la saturation du sol influence très fortement ses caractéristiques. A titre d'exemple, nous pouvons mentionner la teneur en eau volumétrique et la conductivité hydraulique, qui sont fortement dépendantes de la succion matricielle. Si la conductivité hydraulique en régime saturé s'obtient assez facilement en suivant des procédures de laboratoire bien établies, il n'en va pas de même pour la conductivité hydraulique en régime non saturé. Les essais sont en effet assez onéreux et difficiles à mener. Heureusement, de nombreuses recherches ont permis d'évaluer la conductivité hydraulique à partir de la courbe caractéristique des sols, qui s'obtient assez facilement (Childs and Collis-George 1950, Marshall 1958, Green and Corey 1971, Elzeftawy and Cartwright 1981). Cette courbe caractéristique étant très importante dans la compréhension des écoulements en milieu non saturé, nous y reviendrons lorsque nous présenterons les équations de notre modèle. Les courbes ci-dessous illustrent l'influence de la succion matricielle sur la teneur en eau volumétrique, ainsi que sur la conductivité hydraulique.

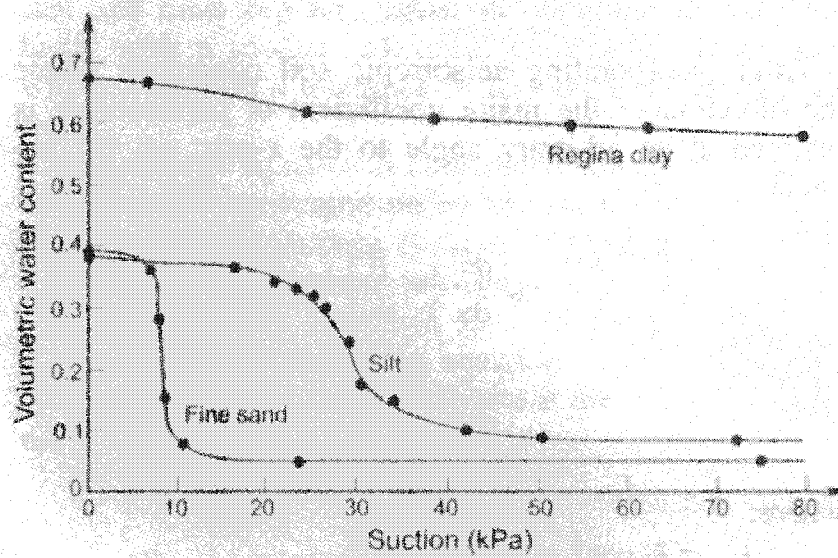


Figure 2-2: Courbe caractéristique pour un sable fin, un silt et une argile (Lam et al., 1987)

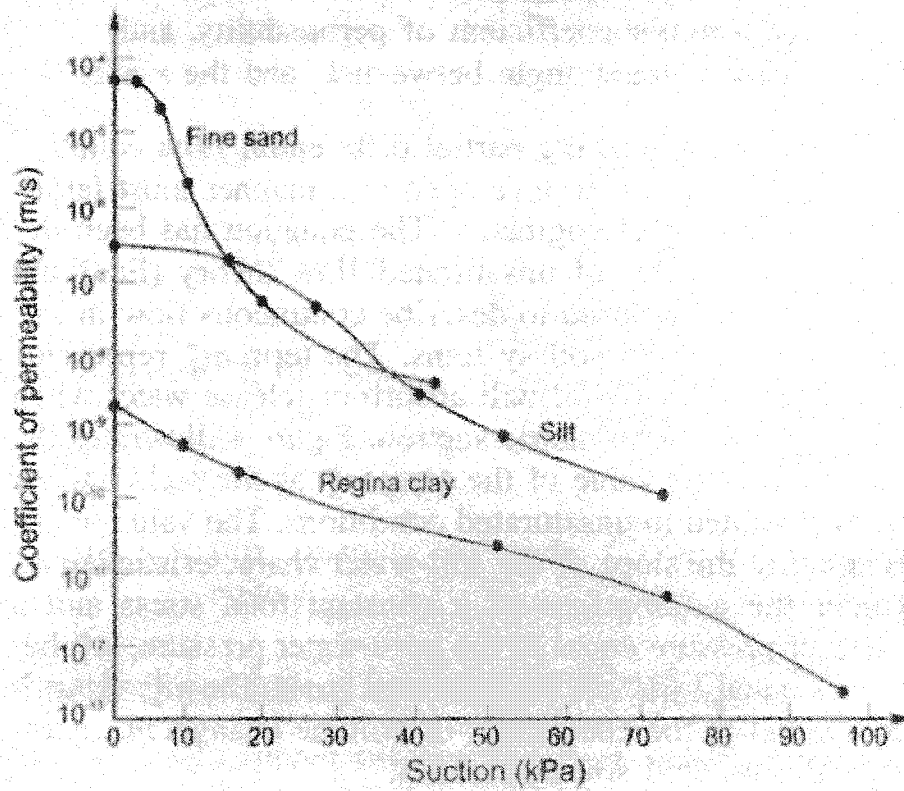


Figure 2-3: Conductivité hydraulique pour un sable fin, un silt et une argile (Lam et al., 1987)

2.2 Système d'équations régissant les écoulements en milieu non saturé

Comme nous l'avons déjà mentionné, la description d'un tel écoulement nécessite au moins deux équations différentielles. La première équation sera fondée sur un bilan de matière, alors que la seconde exploitera la courbe caractéristique de la moraine.

2.2.1 Conservation de la matière pour l'eau

Considérons tout d'abord le volume unitaire de sol représenté à la figure 2.1, entourée par une surface fermée (S). L'équation de conservation de la matière s'obtient alors en faisant le bilan de l'eau entrant et sortant par cette surface fermée. En notant que θ_w représente le volume d'eau à l'intérieur du volume unitaire considéré et en appelant \vec{v} la vitesse d'écoulement de cette eau, le bilan nous donne :

$$-\frac{\partial \theta_w}{\partial t} + \oint \vec{v} \cdot \vec{n} \cdot dS = 0 \quad (\text{II.1})$$

$$\text{Or : } \begin{cases} \theta_w = n \cdot S r \\ \oint \vec{v} \cdot \vec{n} \cdot dS = \iiint \text{div}(\vec{v}) \cdot d\Omega \quad (\text{formule de Green}) \end{cases}$$

$$\text{D'où } \text{div}(\vec{v}) = \frac{\partial n S r}{\partial t}$$

$$\text{De plus, } \vec{v} = k_{ws} \cdot \overrightarrow{\text{grad} H}$$

$$\text{Et } k_{ws} = k_{ws} \cdot S r^{\alpha k}$$

Nous obtenons alors : $\vec{v} = k_{ws} \cdot Sr^{ok} \cdot \overrightarrow{gradH}$

$$\text{Conclusion : } k_{ws} \cdot \text{div}(Sr^{ok} \cdot \overrightarrow{gradH}) = \frac{\partial nSr}{\partial t} \quad (\text{II.2})$$

2.2.2 Conservation de la matière pour l'air dissous

Pour être certain de ne pas faire d'erreur, nous pouvons nous demander si la considération du bilan en air donne le même résultat. Nous allons donc faire la même démarche pour l'air, sachant que l'air peut être sous forme occlus (bulles) ou dissous.

Avant d'écrire l'équation de conservation de la matière pour l'air dissous, il est d'abord nécessaire de rappeler la loi de Henry :

Dans un milieu biphasique (air + eau) dont la pression de gaz est u_a et la masse de gaz dissous par m^3 d'eau est M_{wg} , la relation suivante est toujours vérifiée :

$$\frac{M_{wg}}{u_a} = cste \quad (\text{II.3})$$

Or, la loi des gaz parfaits nous permet de connaître le volume de gaz dissous. En effet, en écrivant $u_a \cdot V_{wg} = N_{wg} \cdot R \cdot T$ avec V_d = Volume d'air dissous par m^3 d'eau

et $N_{wg} = \frac{M_{wg}}{M_{mg}}$, nous obtenons :

$$V_{wg} = \frac{M_{wg} \cdot R \cdot T}{u_a \cdot M_{mg}} \quad (\text{II.4})$$

Par ailleurs, en considérant la masse d'air dissous M_{wg}^0 à pression atmosphérique u_a^0 , la loi de Henry nous donne : $\frac{M_{wg}}{u_a} = \frac{M_{wg}^0}{u_a^0}$

D'où :
$$V_{wg} = \frac{M_{wg}^0}{u_a^0} \frac{RT}{M_{wg}} \quad (II.5)$$

Pour un volume d'eau V_w , nous avons donc le volume d'air dissous suivant :

$$V_{wg} = h_{wg} \cdot V_w \text{ avec } h_{wg} = \text{coefficient volumétrique de solubilité} \quad (II.6)$$

La conservation de la matière en air dissous est par contre un peu plus compliquée que celle en eau. En effet, il est nécessaire d'évoquer une éventuelle diffusion de l'air dissous rencontrée lorsque la concentration n'est pas uniforme. Si nous faisons abstraction des grains de sol et de l'écoulement de l'eau, l'air dissous s'écoulerait des zones les plus concentrées vers celles les moins concentrées.

En notant \vec{v} , la vitesse d'écoulement de l'eau et \vec{j}_{dg} le flux de diffusion de l'air dans l'eau, nous obtenons le bilan suivant :

$$-\frac{\partial V_{wg}}{\partial t} + \oint \oint h_{wg} \cdot \vec{v} \cdot \vec{n} \cdot dS + \oint \oint \vec{j}_{dg} \cdot \vec{n} \cdot dS = 0 \quad (II.7)$$

Or, la loi de Fick nous donne : $\vec{j}_{dg} = D_{wg} \cdot \text{grad } C_{wg}$ avec C_{wg} = concentration en air dissous et D_{wg} = coefficient de diffusion de l'air dans l'eau (m^2/s).

Nous arrivons donc à l'équation suivante :

$$-\frac{\partial V_{wg}}{\partial t} + \oint \oint h_{wg} \cdot \vec{v} \cdot \vec{n} \cdot dS + \oint \oint D_{wg} \cdot \overrightarrow{\text{grad} C_{wg}} \cdot \vec{n} \cdot dS = 0 \quad (\text{II.8})$$

Cependant, nous avons établi que $V_{wg} = h_{wg} \cdot V_w$. Nous pouvons donc conclure que $C_{wg} = \frac{V_{wg}}{V_w} = h_{wg}$ et en déduire que le gradient de concentration en air dissous est nul.

L'équation de conservation en air dissous se simplifie alors de la manière suivante :

$$-\frac{\partial V_{wg}}{\partial t} + \oint \oint h_{wg} \cdot \vec{v} \cdot \vec{n} \cdot dS = 0 \quad (\text{II.9})$$

En appliquant de nouveau la formule de Green, nous obtenons : $n \cdot h_{wg} \frac{\partial S_r}{\partial t} = h_{wg} \cdot k_{ws} \cdot \text{div}(S_r \cdot \overrightarrow{\text{grad} H})$, ce qui nous conduit bien à l'équation donnée par le bilan de matière pour l'eau (II.2).

Nous disposons donc d'une relation entre S_r et H ; Il nous reste maintenant à en trouver une seconde afin de disposer d'un système exploitable pour la description d'un écoulement en milieu non saturé.

2.2.3 Teneur en eau volumique

En 1977, Fredlund et Morgenstern ont proposé l'utilisation de deux variables indépendantes, $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$, pour décrire le comportement des sols non saturés. Ainsi, l'équation caractérisant la teneur en eau d'un sol non saturé est la suivante :

$$-d\theta_w = m_1.d(\sigma - u_a) + m_2.d(u_a - u_w) \quad (\text{II.10})$$

avec :

m_1 = pente de $\theta_w = f(\sigma - u_a)$ lorsque $u_a - u_w = 0$, $m_1 > 0$

m_2 = pente de $\theta_w = f(u_w - u_a)$ lorsque $\sigma - u_a = 0$, $m_2 > 0$

σ = contrainte totale

u_a = pression de l'air

u_w = pression de l'eau

Comme de plus $\theta_w = n.S_r$, nous obtenons :

$$-n.dS_r = m_1.d(\sigma - u_a) + m_2.d(u_a - u_w) \quad (\text{II.11})$$

En considérant qu'il n'y a pas de variation de la contrainte totale (c'est-à-dire qu'il n'y a pas de surcharge appliquée sur les noyaux de moraine), nous pouvons considérer que $d\sigma = 0$. Notons que la courbe caractéristique est souvent représentée comme sur la figure 2-4.

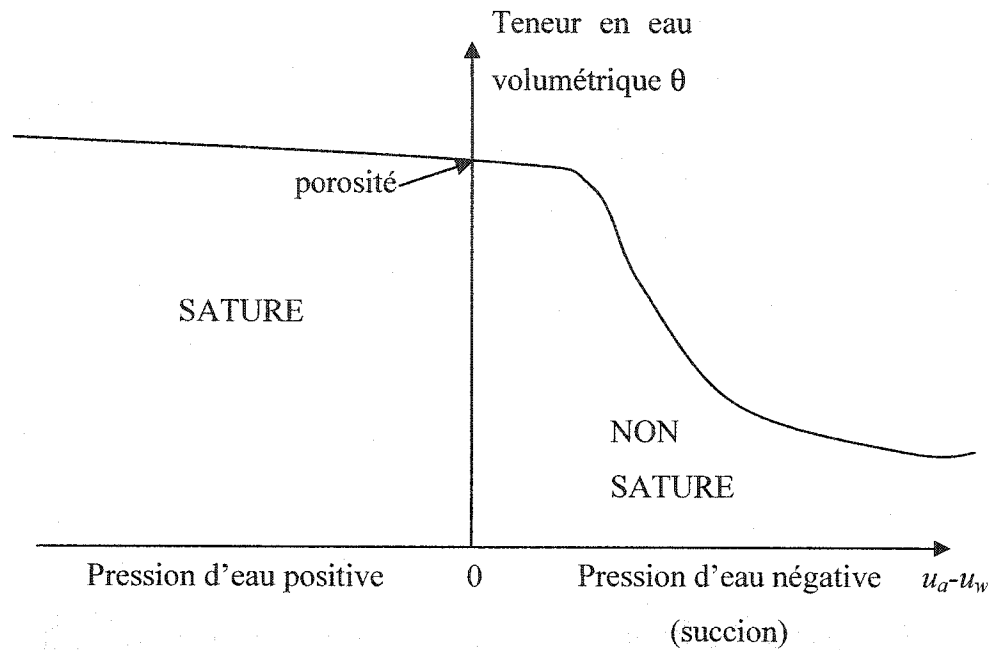


Figure 2-4: Courbe caractéristique typique

Cette représentation possède le défaut de ne pas montrer l'influence de la variable $(\sigma - u_a)$ proposée par Fredlund et Morgenstern sur la teneur en eau volumétrique. Afin de mieux rendre compte de l'interdépendance entre les trois paramètres S_r , u_a et u_w , nous préférons établir une représentation en trois dimensions fondée sur l'équation (II.10). Cette représentation est donnée par la figure 2-5.

Lorsque le flux d'air est continu ($S_r < S_{rf}$), l'air est à la pression atmosphérique. En prenant cette valeur comme référence, nous avons donc $u_a = 0$. L'équation (II.10) nous donne alors $d\theta_w = m_2 \cdot du_w$

Par contre, lorsque le sol est saturé ($S_r=1$), l'air est totalement dissous et la succion matricielle est nulle. C'est-à-dire que la pression de l'air dissous est identique à celle de l'eau ($u_a=u_w$). L'équation (II.10) nous donne alors: $d\theta_w = m_1 \cdot du_w$

Il nous reste maintenant à établir la relation pour la zone intermédiaire ($S_{rf} < S_r < 1$). La relation $-d\theta_w = m_1 \cdot d(\sigma - u_a) + m_2 \cdot d(u_a - u_w)$ nous donne l'équation d'un plan :

$$P1 : -m_2 \cdot u_w + (m_2 - m_1) \cdot u_a + n \cdot S_r + d = 0 \quad (II.12)$$

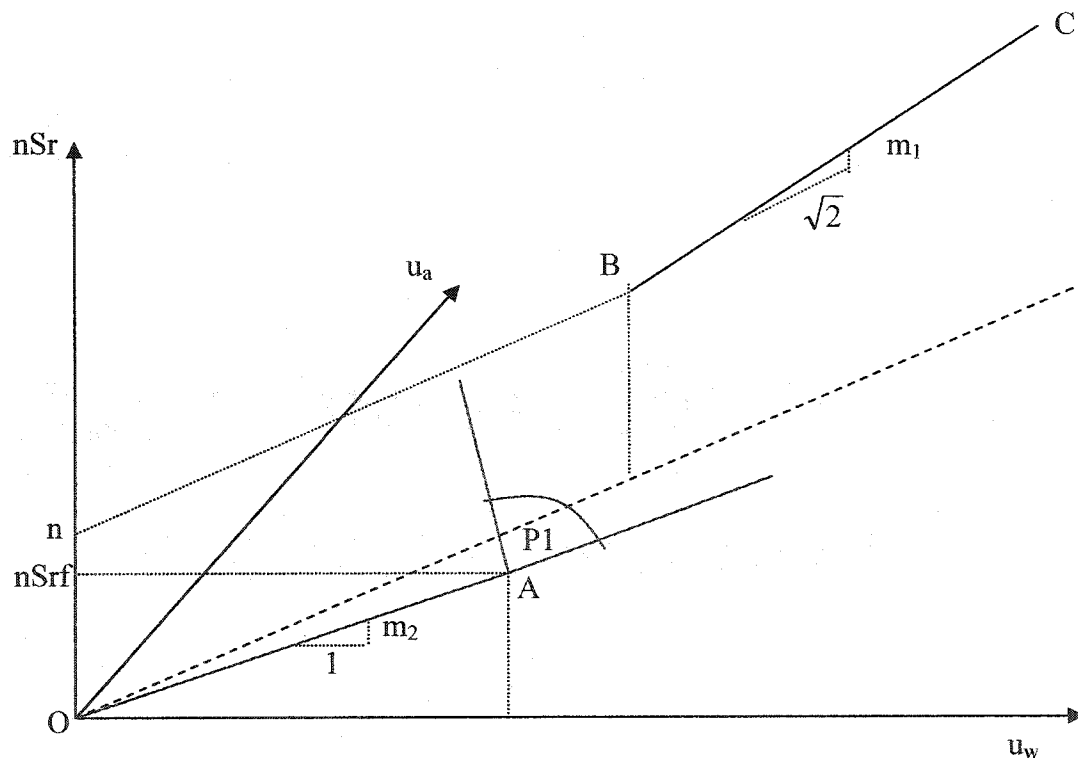


Figure 2-5: Modèle d'évolution de la teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle d'eau et de celle de l'air

$$\text{Or, le point de submergence } A \left| \begin{array}{l} u_w = \frac{n.Srf}{m_2} \\ u_a = 0 \\ n.Sr = n.Srf \end{array} \right. \text{ appartient à P1.}$$

L'introduction des coordonnées de A dans l'équation du plan P1 nous permet alors de calculer d et nous donne : $d=0$.

De plus, le point B pour lequel $u_a=u_w$ et $S_r=1$ appartient également à P1.

L'introduction des coordonnées de B dans l'équation du plan P1 nous donne alors :

$$-m_2 \cdot u_w^B + (m_2 - m_1) \cdot u_a^B + n = 0 \text{ et } u_w^B = u_a^B = \frac{n}{m_1}$$

$$\text{Nous pouvons donc conclure que les coordonnées de B sont } B \left| \begin{array}{l} u_w = \frac{n}{m_1} \\ u_a = \frac{n}{m_1} \\ n.Sr = n \end{array} \right.$$

$$\text{Ainsi, } \overrightarrow{AB} \left| \begin{array}{l} n \left(\frac{1}{m_1} - \frac{Srf}{m_2} \right) \\ \frac{n}{m_1} \\ n.(1 - Srf) \end{array} \right.$$

Pour simplifier le modèle, nous allons considérer que l'évolution dans le plan P1 s'effectue suivant le segment [AB]. Nous verrons par la suite que les expérimentations et les simulations valident cette hypothèse.

En projetant les droites (OA), (AB) et (BC) sur le plan (O, θ_w, u_w) , nous obtenons la figure 2-6.

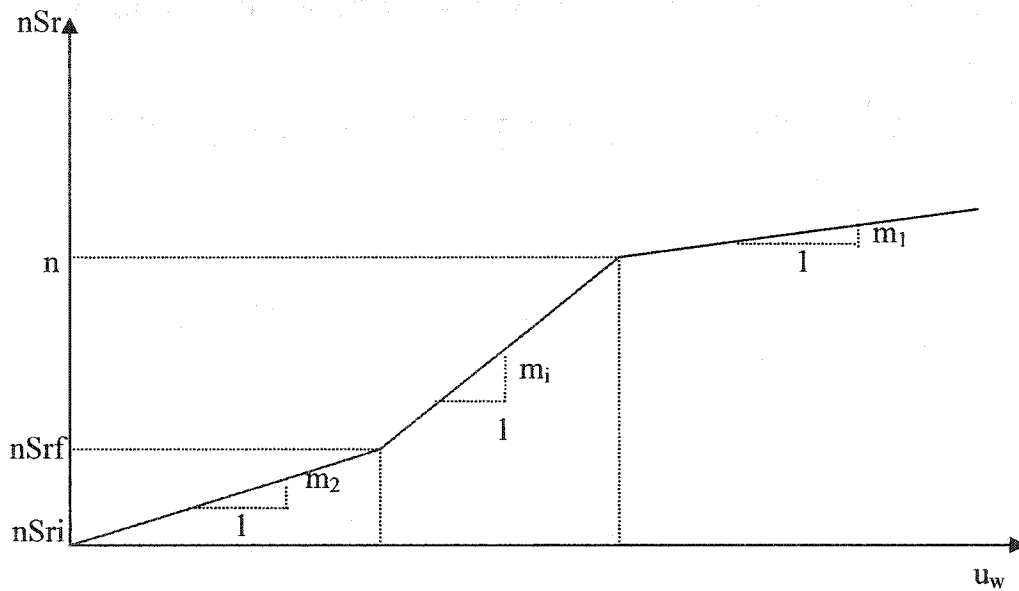


Figure 2-6: Modèle d'évolution de la teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle

Les pentes m_1 et m_2 sont connues, alors que la pente m_i nous est donnée par les coordonnées du vecteur AB .

Nous obtenons ainsi :
$$m_i = \frac{n(1 - Srf)}{n\left(\frac{1}{m_1} - \frac{Srf}{m_2}\right)} = \frac{m_1 m_2 (1 - Srf)}{m_2 - m_1 Srf} \quad (\text{II.13})$$

En considérant la variation du degré de saturation en fonction de celle de la pression d'eau, la figure II.5 nous donne:

$$d(nSr) = m_\alpha d(u_w) \quad (\text{II.14})$$

Or, le théorème de Bernoulli nous donne la relation entre le potentiel hydraulique et la pression de l'eau :

$$H = \frac{u_w}{\rho_w g} + z \quad (\text{II.15})$$

avec

ρ_w = densité de l'eau

g = accélération due à la gravité

z = élévation au dessus d'un datum fixé

En considérant un écoulement horizontal, nous pouvons donc conclure que :

$$d(nSr) = \rho_w g \cdot m_\alpha d(H) \quad (\text{II.16})$$

En notant que cette variation s'effectue pendant un temps dt et en considérant ainsi la dérivée de nSr et de H par rapport au temps, nous aboutissons à l'équation suivante :

$$\frac{\partial nSr}{\partial t} = \rho_w g \cdot m_\alpha \frac{\partial H}{\partial t} \quad (\text{II.17})$$

2.2.4 Système d'équations final

La prise en compte des équations (II.2) et (II.17) nous conduit au système d'équations régissant un écoulement en milieu non saturé :

$$\begin{cases} \frac{\partial nSr}{\partial t} = k_{sat} \operatorname{div}(Sr^{ak} \overrightarrow{\operatorname{grad} H}) \\ \frac{\partial nSr}{\partial t} = \rho_w g \cdot m_\alpha \frac{\partial H}{\partial t} \end{cases} \quad (\text{II.18})$$

$$\text{avec } \begin{cases} m_\alpha = m_2, \text{ si } Sr \leq Srf \\ m_\alpha = \frac{m_1 m_2 (1 - Srf)}{m_2 - m_1 Srf}, \text{ si } Srf < Sr < 1 \\ m_\alpha = m_1, \text{ si } Sr = 1 \end{cases}$$

2.3 Résolution du système en une dimension

En considérant un écoulement dans la direction horizontale (Ox), le système (II.18) devient :

$$\begin{cases} \frac{\partial nSr}{\partial t} = k_{sat} \frac{\partial}{\partial x} \left(Sr^{ak} \frac{\partial H}{\partial x} \right) \\ \frac{\partial nSr}{\partial t} = \rho_w g \cdot m_\alpha \frac{\partial H}{\partial t} \end{cases} \quad (\text{II.19})$$

Pour résoudre ce système, nous allons utiliser la méthode des différences finies (cas particulier de celle des éléments finis).

Nous allons donc considérer un écoulement suivant un axe horizontal de longueur L . Cet axe sera discrétisé en éléments possédant chacun un potentiel hydraulique, un degré de saturation et une porosité. Comme nous nous servirons de ce modèle pour simuler un écoulement dans un cylindre de 1m, nous nous limiterons arbitrairement à 10 éléments, mais il n'y a aucune limite au nombre d'éléments considéré. Plus il y a d'éléments, plus la simulation est précise.

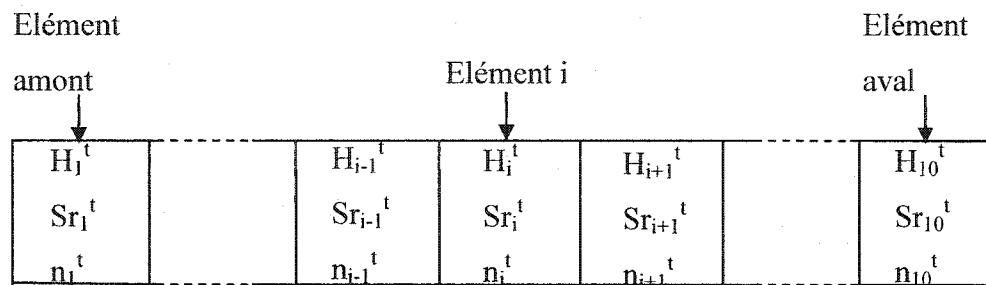


Figure 2-7: Illustration de la méthode des différences finies

Sur la figure précédente, H_i^t , Sr_i^t et n_i^t représentent respectivement le potentiel hydraulique, le degré de saturation et la porosité de l'élément i au temps t .

En utilisant cette notation, nous pouvons écrire pour l'élément i :

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{1}{2} \frac{H_{i+1}^t - H_{i-1}^t}{\Delta L} \quad (\text{II.20})$$

D'où :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(S_r^{\text{ok}} \frac{\partial H}{\partial x} \right) = \frac{1}{2} \frac{(S_{r'_{i+1}})^{\text{ok}} \left(\frac{\partial H}{\partial x} \right)'_{i+1} - (S_{r'_{i-1}})^{\text{ok}} \left(\frac{\partial H}{\partial x} \right)'_{i-1}}{dL}$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(S_r^{\text{ok}} \frac{\partial H}{\partial x} \right) = \frac{1}{4} \frac{(S_{r'_{i+1}})^{\text{ok}} (H'_{i+2} - H'_i) - (S_{r'_{i-1}})^{\text{ok}} (H'_i - H'_{i-2})}{(dL)^2} \quad (\text{II.21})$$

Partant du potentiel hydraulique, du degré de saturation et de la porosité de l'élément i , il est alors très facile de calculer H_i^{t+dt} , $S_{r_i}^{t+dt}$ et n_i^{t+dt} . En effet, la combinaison des deux équations du système nous donne :

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{k_{sat}}{\rho_w g \cdot m_\alpha} \frac{\partial}{\partial x} \left(S_r^{\text{ok}} \frac{\partial H}{\partial x} \right) \quad (\text{II.22})$$

Soit, en considérant les différences finies :

$$H_i^{t+dt} = H'_i + dt \cdot \frac{k_{sat}}{4 \cdot \rho_w g \cdot m_\alpha} \cdot \frac{(S_{r'_{i+1}})^{\text{ok}} (H'_{i+2} - H'_i) - (S_{r'_{i-1}})^{\text{ok}} (H'_i - H'_{i-2})}{(dL)^2} \quad (\text{II.23})$$

Par ailleurs, en faisant l'hypothèse que le volume total ne varie que lorsque le sol est saturé, nous pouvons faire les remarques suivantes : lorsque le sol n'est pas saturé, une augmentation de la teneur en eau se traduit par une augmentation du degré de saturation et une porosité constante. A l'inverse, lorsque le sol est saturé, seule la porosité croît puisque le degré de saturation reste égal à 1.

Nous pouvons donc écrire :

$$\text{Si } Sr'_i < 1 : \frac{\partial Sr}{\partial t} = \frac{\rho_w g \cdot m_\alpha}{n} \frac{\partial H}{\partial t} \text{ et } \frac{\partial n}{\partial t} = 0 \quad (\text{II.24})$$

$$\text{Si } Sr'_i = 1 : \frac{\partial n}{\partial t} = \rho_w g \cdot m_\alpha \frac{\partial H}{\partial t} \text{ et } \frac{\partial Sr}{\partial t} = 0 \quad (\text{II.25})$$

En considérant les différences finies, nous pouvons donc en déduire les relations (II.26) et (II.27).

Si $Sr'_i < 1$:

$$Sr'_i{}^{t+dt} = Sr'_i + dt \cdot \frac{k_{sat}}{4 \cdot n} \cdot \frac{(Sr'_{i+1})^{\alpha k} (H'_{i+2} - H'_i) - (Sr'_{i-1})^{\alpha k} (H'_i - H'_{i-2})}{(dL)^2} \text{ et } n'_i = n'_i{}^{t+dt} \quad (\text{II.26})$$

Si $Sr'_i = 1$:

$$n'_i{}^{t+dt} = n'_i + dt \cdot \frac{k_{sat}}{4} \cdot \frac{(Sr'_{i+1})^{\alpha k} (H'_{i+2} - H'_i) - (Sr'_{i-1})^{\alpha k} (H'_i - H'_{i-2})}{(dL)^2} \text{ et } Sr'_i{}^{t+dt} = 1 \quad (\text{II.27})$$

A partir de ces équations, un programme de simulation a été réalisé à l'aide d'EXCEL. Le fichier, nommé *simulation EXCEL*, se trouve sur le CD joint avec le rapport. Un aperçu de la feuille de calcul ainsi qu'une notice d'utilisation se situent en annexe. Les simulations réalisées à l'aide de ce programme seront présentées et exploitées dans le quatrième chapitre du présent rapport.

2.4 Résolution du système en deux dimensions

Pour obtenir des simulations plus précises, il peut être intéressant de considérer un écoulement plan au lieu d'un écoulement unidimensionnel. Pour cela, il suffit de reprendre la démarche de la section précédente en généralisant la méthode des différences finies, c'est-à-dire en utilisant celle des éléments finis.

Comme nous l'avons vu précédemment, la combinaison des deux équations du système donne :

$$m_\alpha \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{k_{sat}}{\rho_w g} \operatorname{div}(S_r^{\alpha k} \overrightarrow{\operatorname{grad} H})$$

Cette équation devant être vérifiée sur tout le domaine de l'écoulement, nous pouvons considérer une forme intégrale et utiliser une intégration par parties pour diminuer le degré de dérivation.

Considérons deux fonctions test f_1 et f_2 .

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} m_\alpha \frac{\partial H}{\partial t} f_1 d\Omega &= \frac{k_{sat}}{\rho_w g} \int_{\Omega} \operatorname{div}(S_r^{\alpha k} \overrightarrow{\operatorname{grad} H}) f_1 d\Omega \\ \int_{\Omega} m_\alpha \frac{\partial H}{\partial t} f_1 d\Omega &= \frac{k_{sat}}{\rho_w g} \int_{\Omega} \left(\frac{\partial}{\partial x} \left(S_r^{\alpha k} \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(S_r^{\alpha k} \frac{\partial H}{\partial y} \right) \right) f_1 d\Omega \end{aligned}$$

Une intégration par parties nous donne alors:

$$\int_{\Omega} m_\alpha \frac{\partial H}{\partial t} f_1 d\Omega = - \frac{k_{sat}}{\rho_w g} \int_{\Omega} S_r^{\alpha k} \left(\frac{\partial H}{\partial x} \frac{\partial f_1}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial y} \frac{\partial f_1}{\partial y} \right) d\Omega \quad (\text{II.28})$$

$$\text{De plus, } \frac{\partial nSr}{\partial t} = \rho_w g \cdot m_\alpha \frac{\partial H}{\partial t}$$

$$\text{Donc, } \int_{\Omega} \frac{\partial nSr}{\partial t} f_2 \cdot d\Omega = \rho_w g \int_{\Omega} m_\alpha \frac{\partial H}{\partial t} f_2 \cdot d\Omega \quad (\text{II.29})$$

Remarque : Il ne faut pas oublier que lorsque le sol est saturé, seule la porosité varie, alors que lorsqu'il ne l'est pas, seul le degré de saturation peut-être modifié.

La résolution par éléments finis a été programmée à l'aide du logiciel FREEFEM++ (Logiciel Gratuit disponible sur le site www.freefem.com). Les lignes de code ainsi qu'une notice d'utilisation se situent en annexe. Comme pour le modèle sous EXCEL, les simulations réalisées à l'aide du logiciel FREEFEM++ feront l'objet du chapitre 4. Le programme de simulation est, quant à lui, disponible sur le CD ci-joint sous le nom de *simulation FREEFEM*.

CHAPITRE 3

DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES D'ENTRÉE DU MODÈLE

Afin de réaliser des simulations précises, il est nécessaire de connaître avec le plus d'exactitude possible les paramètres à entrer dans le modèle. Dans le cadre du cours « Mécanique des sols expérimentale » (CIV6407) dispensé à l'école Polytechnique, plusieurs essais de laboratoire ont été réalisés sur de la moraine constituant le noyau du barrage LG4 de la Baie James. Le présent chapitre rassemble ses caractéristiques principales, notamment les coefficients de changement de volume m_α .

3.1 Présentation de la moraine

3.1.1 Granulométrie et courbe PROCTOR

La moraine est caractérisée par la présence de gros éléments ($20 \text{ mm} < D < 40 \text{ mm}$) et de blocs erratiques. La figure 3-1 représente la courbe granulométrique d'un échantillon de moraine du barrage LG4.

Il est également important de noter que la mise en place de la moraine permet d'atteindre des masses volumiques sèches très importantes (supérieures à $2,1 \text{ T/m}^3$). La figure 3-2 représente le courbe PROCTOR de la moraine.

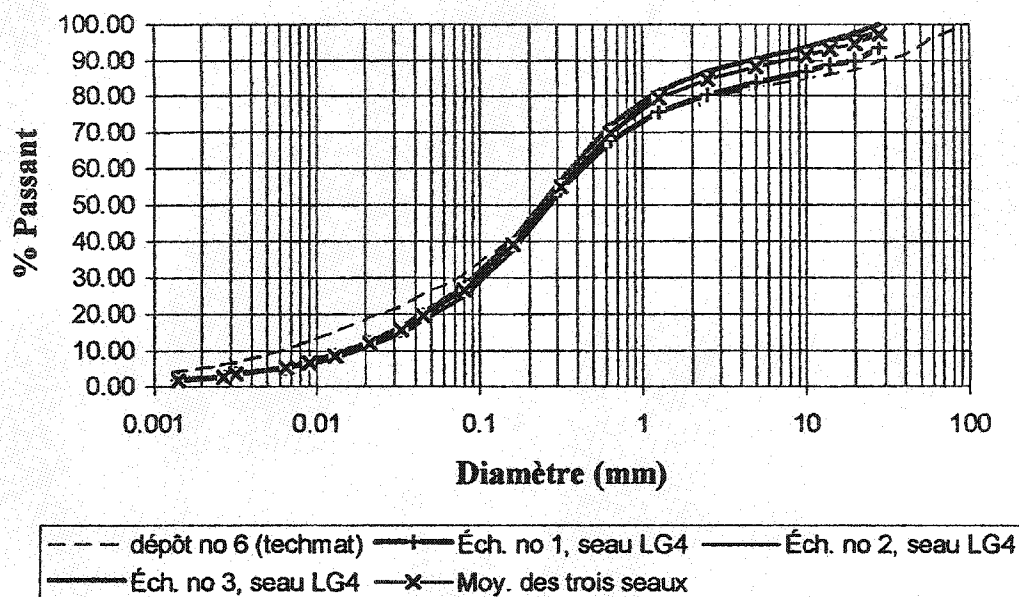


Figure 3-1: Courbes granulométriques du dépôt 6 à LG4 à l'état naturel

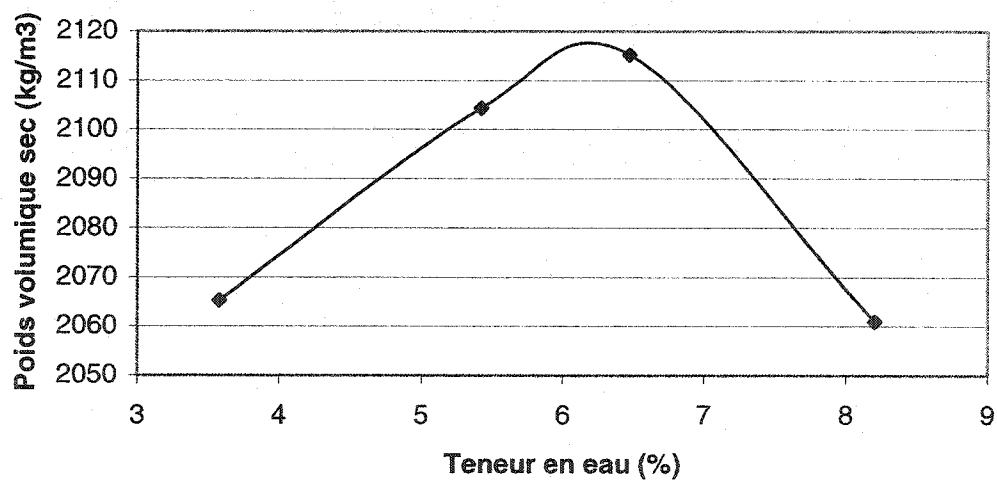


Figure 3-2: Courbe de compactage du dépôt 6 à LG4 (Proctor normal)

Des essais triaxiaux de perméabilité et de cisaillement ont été réalisés sur plusieurs échantillons de moraine de 200 mm de diamètre et 100 mm de hauteur. Le tableau ci-dessous rassemble les caractéristiques des différents échantillons ainsi que leur pression de confinement.

Confinement (kPa)	indice des vides	Teneur en eau	degré de saturation initial	γ (kN/m ³)
100	0,35	9,10%	70,37%	21,6
200	0,36	7,20%	62,40%	22,8
500	0,35	9,30%	72,40%	20,3

Tableau 3-1: Caractéristiques des échantillons de moraine de la Baie James

3.1.2 Saturation des échantillons

Avant de procéder à tout essai, il était nécessaire de s'assurer de la saturation des échantillons. Pour cela, nous avons tracé le coefficient de pression interstitielle de Skempton $\bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma}$ en fonction de la contre pression.

Dès que \bar{B} atteignait la valeur de 0,95, nous pouvions considérer que l'échantillon était saturé. En effet, comme le montre l'équation (III.1), la compressibilité de la structure et de l'eau ne nous permet pas d'atteindre 1.

$$\bar{B} = \frac{1}{1 + n \cdot S_r \left(\frac{C_w}{C_d} \right) + \frac{n}{C_d P_a} (1 - S_r)} \quad (\text{III.1})$$

C_w = compressibilité de l'eau

C_d = compressibilité de la structure

P_a = pression absolue dans le fluide interstitiel

n = porosité

La démarche étant la même pour chaque échantillon, la figure 3-3 donne un exemple de saturation de la moraine avant un essai de perméabilité.

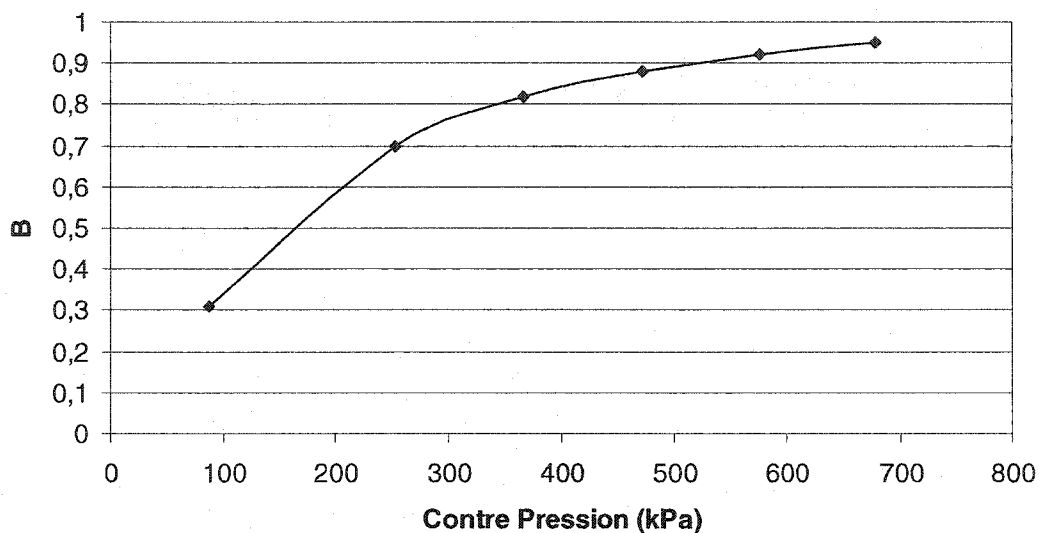


Figure 3-3: Courbe de saturation de la moraine

3.1.3 Consolidation isotrope des échantillons

Chaque échantillon a donc été consolidé avant la réalisation du cisaillement triaxial. Comme le montrent les figures 3-4 et 3-5, les échantillons sous un confinement de 250 et 500 kPa ont été complètement consolidés. En effet, nous pouvons très clairement observer l'asymptote horizontale suivie par le changement de volume de l'échantillon en fin de consolidation.

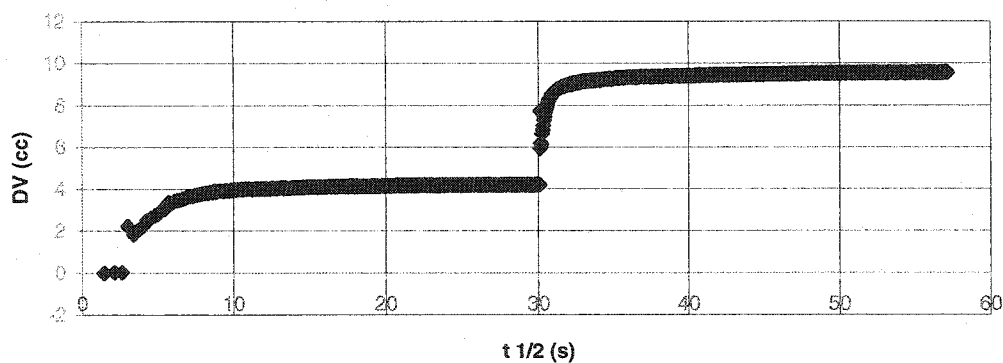


Figure 3-4: Courbe de consolidation de la moraine à 250kPa

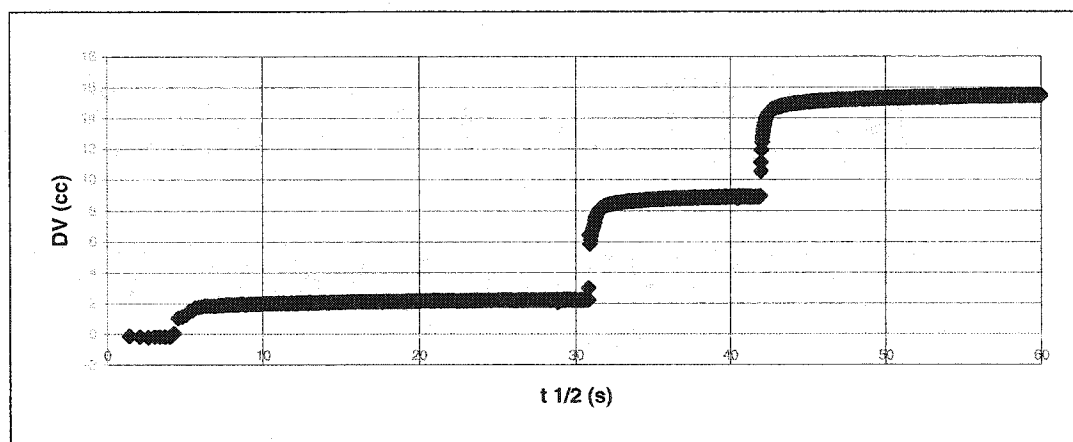


Figure 3-5: Courbe de consolidation de la moraine à 500kPa

3.1.4 Conductivité hydraulique triaxiale

Après avoir saturé et consolidé les échantillons, nous avons procédé à un essai de perméabilité. Pour ce faire, nous avons appliqué un gradient de pression entre les deux extrémités de l'échantillon ($i=40$). Nous avons ensuite mesuré les

débites entrant et sortant en fonction du temps. Les courbes ci-dessous représentent les différents résultats suivant la pression de confinement appliquée.

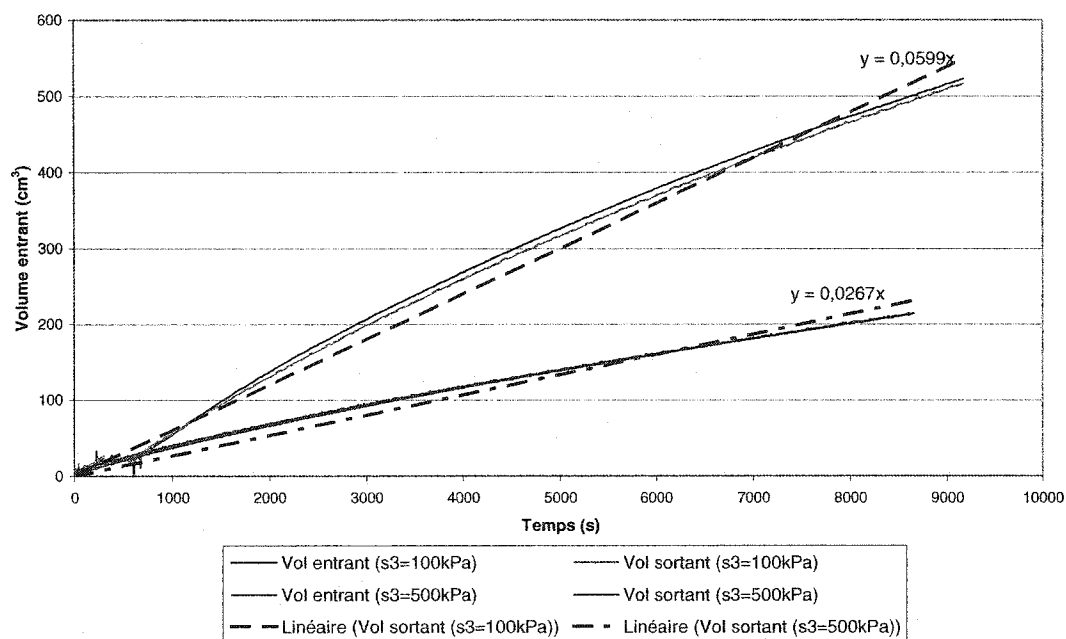


Figure 3-6: Courbes des essais de perméabilité triaxiale sur la moraine

Le calcul de la conductivité hydraulique nous donne alors :

$$k_{100\text{kPa}} = 1,9 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} \text{ et } k_{500\text{kPa}} = 8,5 \cdot 10^{-8} \text{ m/s.}$$

Conformément à nos attentes, la consolidation a entraîné une réduction de l'indice des vides et par conséquent une diminution de la conductivité hydraulique.

3.1.5 Résistance au cisaillement en contraintes effectives, essais CIU

Nous avons donc réalisé des essais de cisaillement sur les échantillons de moraine consolidés. Selon le diagramme de Peacock, le comportement du sable peut changer selon la contrainte de confinement. Ainsi, si $\sigma_3 > \sigma_{3crit}$, le volume de l'échantillon aura tendance à diminuer. Comme nous effectuons un essai non drainé, cette tendance se traduira par une pression interstitielle positive et entraînera une diminution des contraintes effectives. Dans le plan (τ, σ) , le cercle de Mohr en contraintes effectives se situera donc à gauche de celui en contraintes totales. De même, lorsque $\sigma_3 < \sigma_{3crit}$, les résultats inverses sont obtenus. Les courbes suivantes représentent les contraintes en fonction de la déformation.

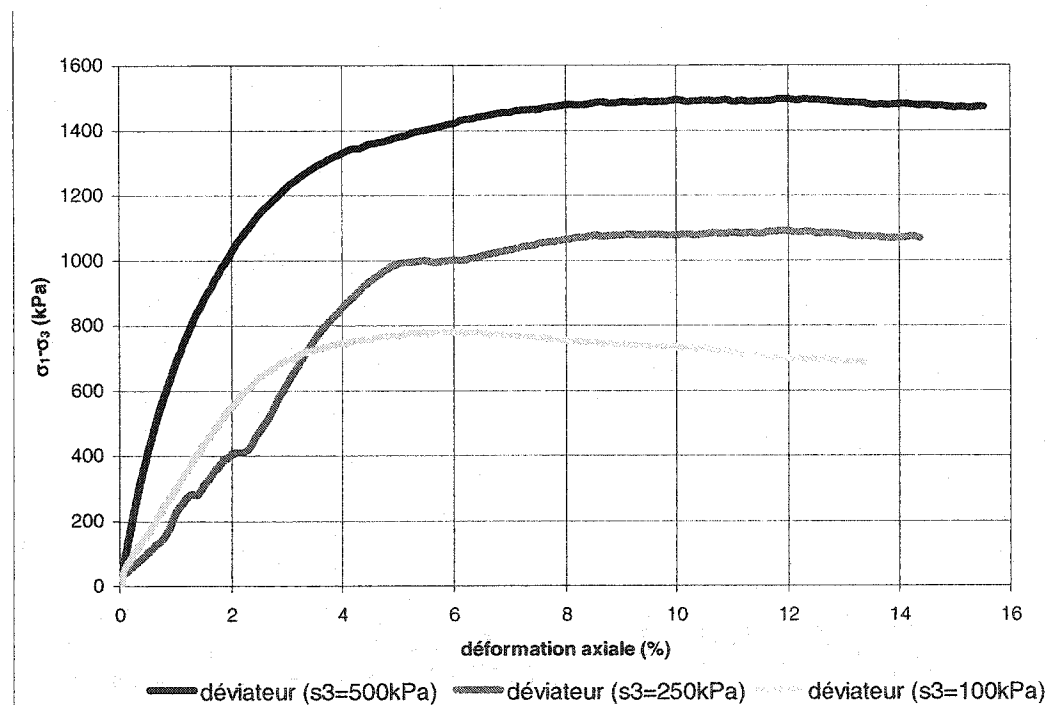


Figure 3-7: Courbes contraintes/déformations des essais de cisaillement sur la moraine

Comme nous nous y attendions, la résistance au cisaillement ($\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$) augmente avec la pression de confinement. Cependant, comme l'allure des courbes contrainte-déformation ne change pas énormément suivant la contrainte de confinement appliquée, il nous est nécessaire de compléter l'étude en considérant les courbes de pression interstitielles suivantes :

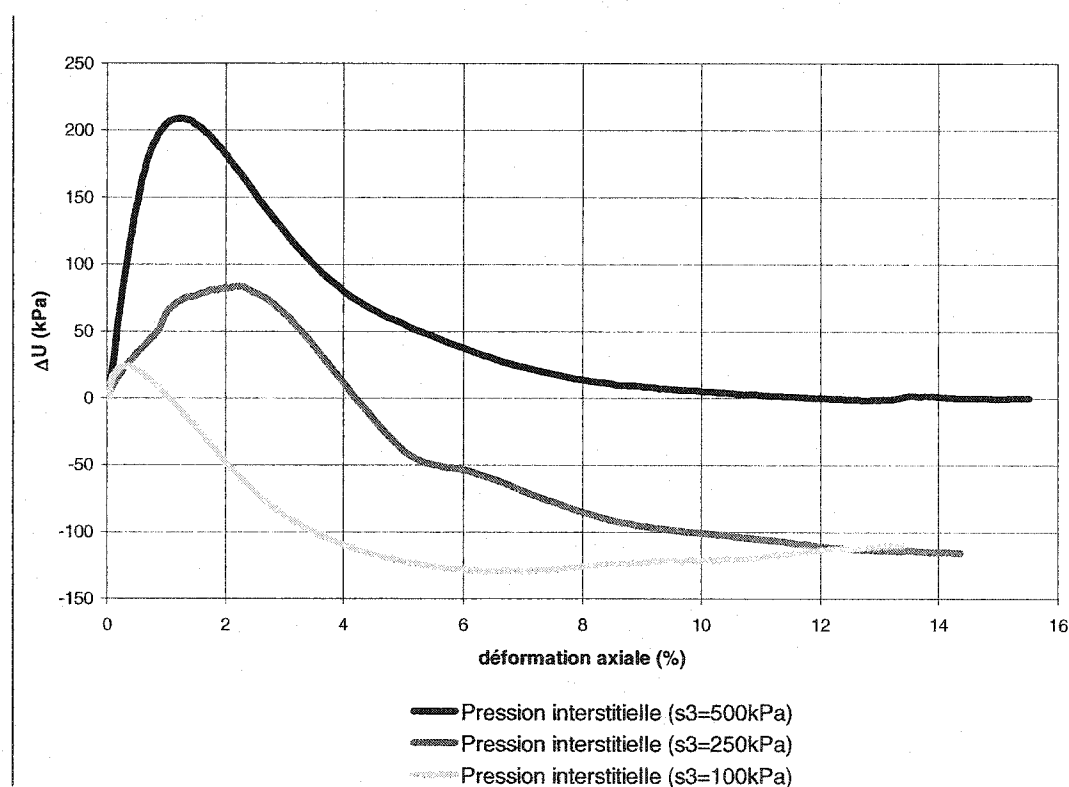


Figure 3-8: Pression interstitielle en fonction de la déformation pour les essais de cisaillement sur la moraine

Cette fois, le comportement varie suivant les pressions de confinement des échantillons. En effet, les essais sous un confinement de 100 et 250 kPa présentent des pressions interstitielles avec des asymptotes horizontales fortement négatives

pour les grands déplacements. Par contre, l'échantillon sous un confinement de 500 kPa présente une valeur de pression interstitielle nulle pour les grandes déformations.

Cette observation correspond tout à fait aux explications du diagramme de Peacock. En effet, il est fort probable que les valeurs de 100 et de 250 kPa se situent en dessous de la valeur critique σ_{3crit} . Ainsi, une augmentation de la contrainte axiale tend à créer (pour les grandes déformations) une variation de volume positive. Comme nous avons réalisé un essai non drainé, cette « tendance » se traduit par une pression interstitielle fortement négative. A l'inverse, nous pouvons considérer que la valeur de σ_{3crit} se situe à peu près au niveau de 500 kPa. Pour cette valeur, la variation de volume pour une déformation axiale importante tend à être nulle et la pression effective en fait de même.

Les cheminements de contrainte de la figure 3-9 illustrent eux aussi cette observation.

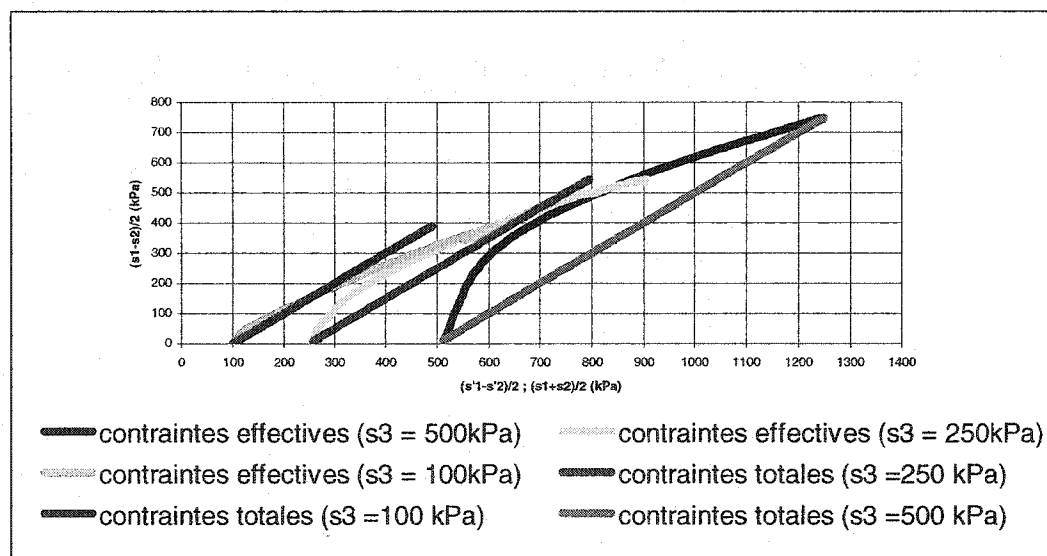


Figure 3-9: Cheminements de contraintes pour les essais de cisaillement sur la moraine

Considérons dans un premier temps l'échantillon sous un confinement de 100 kPa. Nous pouvons tout d'abord observer que la pression interstitielle est positive (cheminement en contraintes effectives à gauche de celui en contraintes totales), ce qui est tout à fait normal pour un sable dense subissant une faible déformation axiale. Par contre, plus la contrainte axiale augmente, plus la pression interstitielle diminue. Dès lors que cette pression interstitielle devient négative, le cheminement en contraintes effectives passe à droite de celui en contraintes totales. Les mêmes remarques sont applicables à l'échantillon sous un confinement de 250 kPa. La seule différence réside dans la zone de pression interstitielle positive qui est plus importante à cause du plus grand confinement.

Finalement, la valeur de 500 kPa correspond, comme nous l'avons vu, à la contrainte critique de confinement. La pression interstitielle est, en effet, toujours positive et les cheminements en contraintes effectives et totales se rejoignent à la rupture. Si nous avons effectué un essai à une contrainte de confinement supérieure à 500 kPa, la pression interstitielle serait restée strictement positive tout au long de l'essai.

Suite à ces observations, nous pouvons maintenant observer les résultats en terme de critère de Mohr-Coulomb.

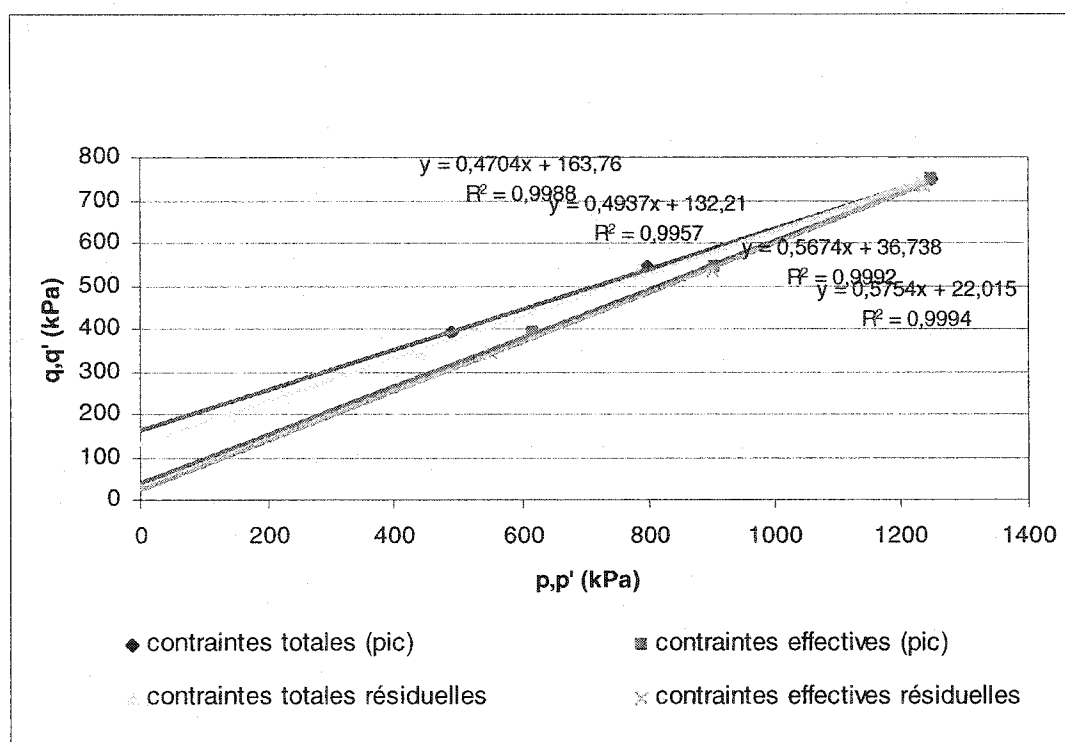


Figure 3-10: Cercles de Mohr en contraintes effectives et totales pour la moraine

Paramètres		ψ (degrés)	a (kPa)	ϕ (degrés)	c (kPa)
Contraintes Totales	PIC	25,19	163,67	28,06	185,47
	RESIDUEL	26,28	132,21	29,58	152,03
Contraintes Effectives	PIC	29,57	36,74	34,57	44,62
	RESIDUEL	29,92	22,02	35,13	26,92

Tableau 3-2: Paramètres de Mohr-Coulomb pour la moraine

3.2 Détermination des coefficients de changement de volume

3.2.1 Rappels concernant les différents niveaux de saturation

3.2.1.1 Zone saturée ($S_r=1$)

Lorsque le sol est saturé, la pression de l'air dissous est égale à celle de l'eau. Ainsi, nous obtenons :

$$m_1 = -\frac{d\theta_w}{d(\sigma - u_a)} = \frac{d\theta_w}{du_w} \text{ si } \sigma \text{ ne varie pas.}$$

3.2.1.2 Zone où le flux air est continu ($S_r < S_{rf}$)

Lorsque le degré de saturation est inférieur à la valeur critique conduisant à la formation de bulles d'air, la pression de l'air reste nulle.

Nous obtenons ainsi :

$$m_2 = -\frac{d\theta_w}{d(u_a - u_w)} = \frac{d\theta_w}{du_w} \text{ si } \sigma \text{ ne varie pas.}$$

3.2.1.3 Zone intermédiaire ($S_{rf} < S_r < 1$)

Lorsque des bulles d'air se créent, il n'est pas possible de déterminer les coefficients m_1 et m_2 . Comme nous ne pouvons prendre en compte la pression locale de chaque bulle d'air, il nous faut travailler de manière globale. Nous nous attacherons donc à vérifier l'hypothèse selon laquelle :

$$m_i = \frac{d\theta_w}{du_w} \text{ si } \sigma \text{ ne varie pas.}$$

Nous pouvons rappeler la relation (II.13) vue au chapitre II section 3, à savoir:

$$m_i = \frac{m_1 m_2 (1 - Srf)}{m_2 - m_1 Srf}$$

3.2.2 Protocole expérimental

La détermination des caractéristiques du sol semble pouvoir se faire par l'intermédiaire d'essais triaxiaux. Pour cela, nous utiliserons le dispositif expérimental représenté à la figure 3-11.

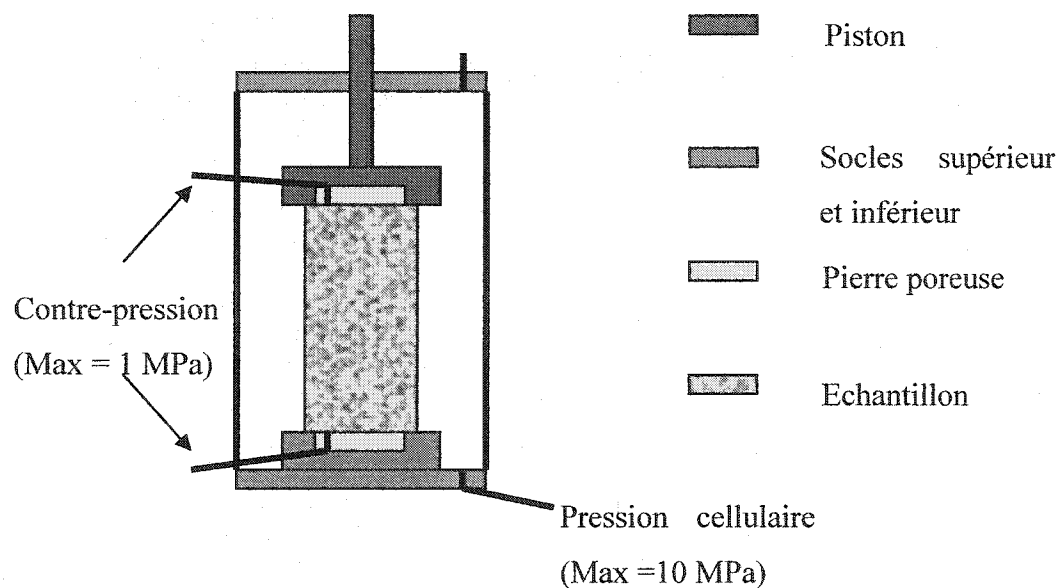


Figure 3-11: Schéma de la cellule d'essais sur la moraine

L'objectif de ces essais est de recréer les sollicitations sur un échantillon avant, pendant et après la mise en place de l'écoulement de l'eau au travers du noyau d'un barrage en remblai.

Initialement, la moraine provenant du barrage LG4 possédait une teneur en eau d'approximativement 4%. Afin de se placer au pic de la courbe PROCTOR, nous avons donc dans un premier temps ajusté la teneur en eau de la moraine à environ 7,5%. Chaque échantillon a ensuite été réalisé dans un moule cylindrique de 10,1 cm de diamètre et 11,7 cm de hauteur, suivant le protocole PROCTOR standard (25 coups de compactage pour chacune des trois couches de l'échantillon).

ETAPE 1 : Après avoir placé l'échantillon en cellule, nous avons ajusté son degré de saturation initial en augmentant linéairement la pression cellulaire et la pression interstitielle avec un taux de 50 kPa/h. Comme nous pouvions contrôler le volume d'eau entrant dans l'échantillon, nous avons arrêté l'augmentation des pressions cellulaire et interstitielle dès l'obtention du degré de saturation souhaité.

ETAPE 2 : Par la suite, nous avons procédé à l'augmentation du confinement de l'échantillon. Cette augmentation se faisait de façon linéaire avec un taux de 100 kPa/h. Cette étape correspondait alors à la construction du noyau, qui entraîne une augmentation du confinement de la moraine se situant à la base. Cette construction se faisant par couches compactées au rouleau, nous avons considéré que la moraine avait le temps de se drainer. Nous avons donc réalisé cette étape d'augmentation de la contrainte de confinement en drainant l'échantillon et en imposant un déviateur de contraintes entre l'axiale et la radiale. En effet, nous souhaitions tenir compte du coefficient de Poisson de la moraine afin d'imposer un confinement semblable à celui à l'intérieur des noyaux. La contrainte axiale était donc le double de la contrainte radiale.

ETAPE 3 : La dernière étape consistait cette fois à recréer la mise en eau du barrage, c'est-à-dire à augmenter progressivement la pression interstitielle de l'échantillon de moraine. Notons que lorsque nous parlerons de degré de saturation initial, il s'agira du degré de saturation au début de cette étape. Partant d'une valeur nulle puisque l'échantillon était drainé, la pression interstitielle a donc été augmentée linéairement avec un taux de 100 kPa/h jusqu'à égaler la contrainte principale mineure de confinement de l'échantillon.

En traçant $d\theta_w = \frac{dV_w}{V_{\text{échantillon}}}$ en fonction de la pression interstitielle, nous

pouvions alors déterminer les différents coefficients m_1, m_i et m_2 pour la contrainte totale considérée. Il nous restait alors à reproduire cette expérience pour différentes contraintes totales (représentatives de la profondeur des échantillons) et différents degrés de saturation initiaux (suivant les conditions climatiques lors de la construction du noyau).

Les figures 3-12 et 3-13 représentent le matériel utilisé pour ces essais. La première est celle de la cellule triaxiale à l'intérieur de laquelle se situait l'échantillon, alors que la seconde représente les contrôleurs de pression. Chaque contrôleur nous permettait ainsi de déterminer la pression interstitielle, la pression axiale et la pression radiale. Le système d'acquisition par ordinateur nous donnait, quant à lui, les volumes d'eau entrant ou sortant dans chaque contrôleur. Ainsi, nous connaissions à tout moment le volume de l'échantillon et la quantité d'eau à l'intérieur avec une erreur de l'ordre du mm^3 .

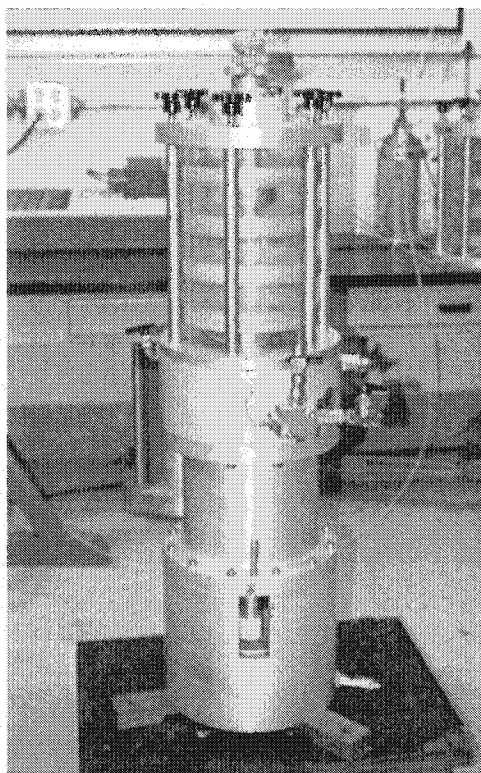


Figure 3-12: Cellule triaxiale

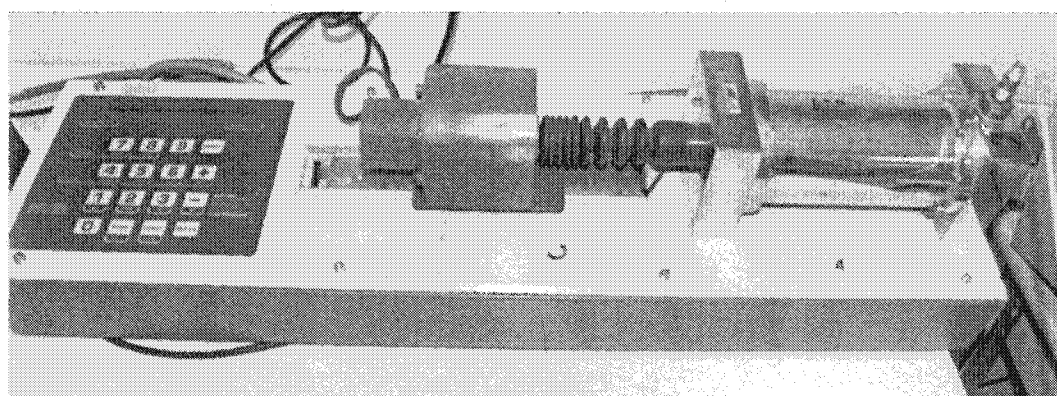


Figure 3-13: Contrôleur de pression

3.2.3 Programme d'essais à réaliser

Afin de respecter l'ordre de grandeur des contraintes rencontrées dans les noyaux des barrages en remblai, nous nous sommes représenté le barrage fictif suivant, pour lequel nous avons choisi trois emplacements d'échantillonnage.

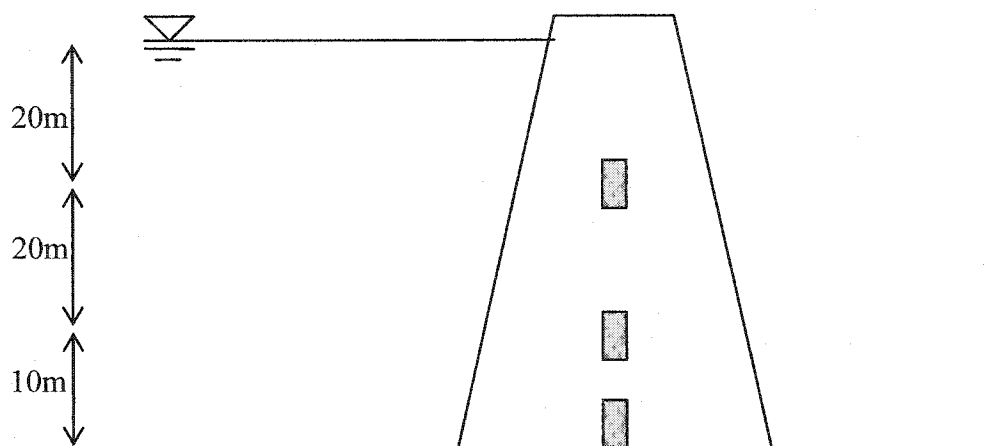


Figure 3-14: Représentation in-situ des échantillons fabriqués en laboratoire

En tenant compte d'un poids volumique de l'ordre de 20 kN/m^3 pour la moraine, les échantillons se situant aux profondeurs respectives de 20, 40 et 50 m par rapport au haut du noyau subissent des contraintes verticales de l'ordre de 200, 400 et 1000 kPa. Pour chacune de ces contraintes verticales, nous avons ainsi réalisé trois essais sur des échantillons à des degrés de saturation initiaux différents. Au total, neuf essais ont donc été réalisés.

3.2.4 Résultats expérimentaux

Les essais 1,2,3 correspondaient à un confinement vertical de 400 kPa, les essais 4,5,6 à 800 kPa et les essais 7,8,9 à 1000 kPa. Au sein d'un même groupe, la différence entre les essais réside dans le degré de saturation avant l'étape 3. Le tableau 3-3 résume les caractéristiques des différents essais.

ESSAI	Contrainte axiale (kPa)	Contrainte radiale (kPa)	Degré de saturation avant étape 3
1	400	200	0,82
2			0,88
3			1
4	800	400	0,85
5			0,87
6			1
7	1000	500	0,73
8			0,9
9			1

Tableau 3-3: caractéristiques des essais

La figure 3-15 nous donne un aperçu de l'évolution du degré de saturation lors de la dernière phase de chaque essai, à savoir l'augmentation de la pression interstitielle représentant la mise en eau du barrage. Notons que pour plus de détails, toutes les courbes présentées dans cette section sont placées en annexe.

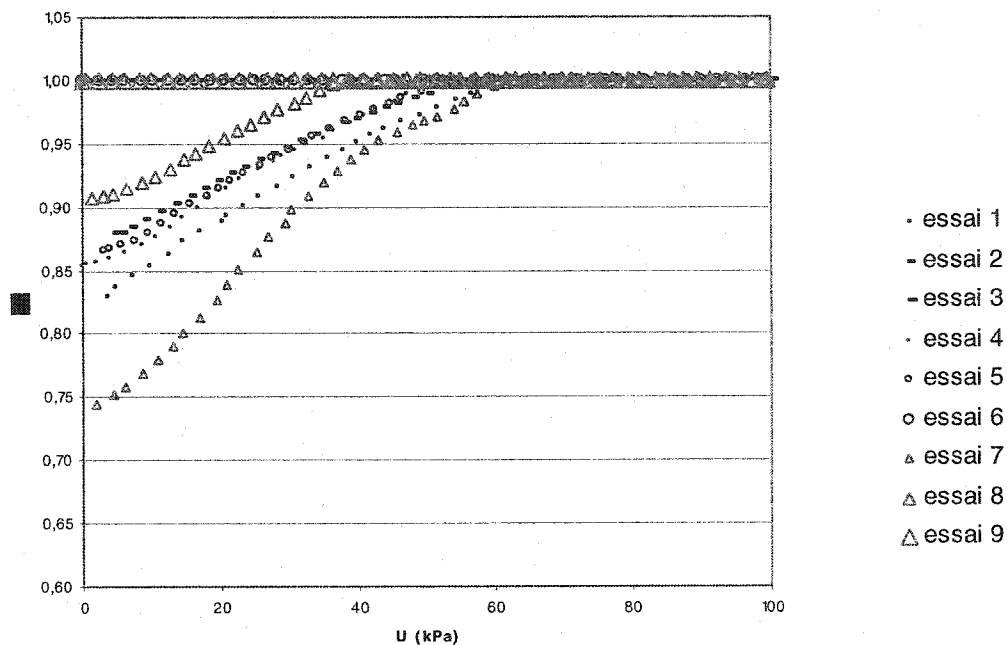


Figure 3-15: Degré de saturation en fonction de la pression interstitielle lors de l'étape 3

Les essais 3,6 et 9 ont donc été réalisés sur un échantillon saturé, alors que le degré de saturation des autres échantillons augmente progressivement jusqu'à la saturation des échantillons.

Pour se faire une idée des résultats, nous avons dans un premier temps tracé la teneur en eau de chaque échantillon lors de l'étape 3 en fonction de la pression interstitielle sur la figure 3-16.

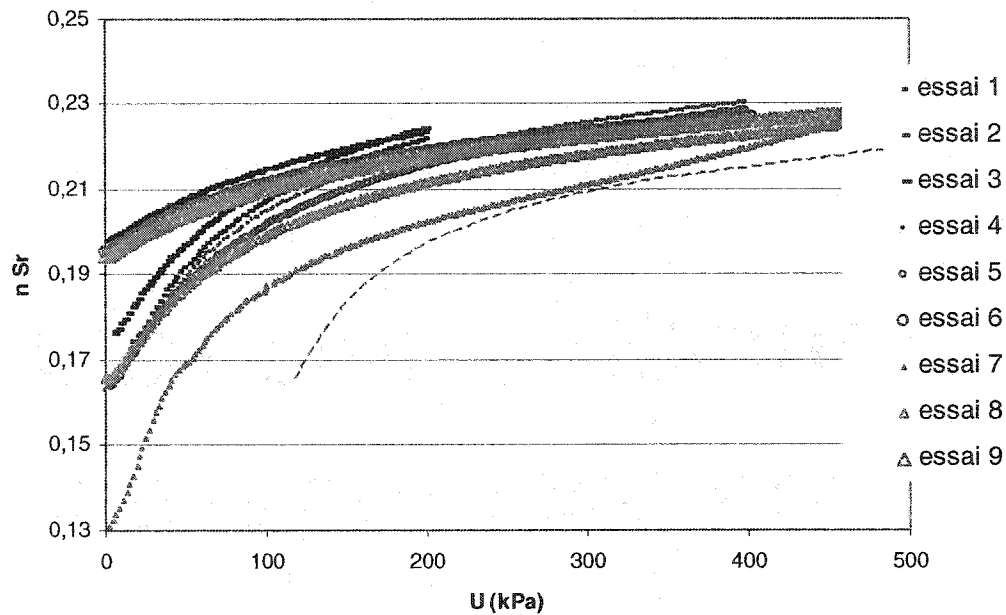


Figure 3-16: Teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle lors de l'étape 3

Conformément à nos attentes, les courbes possèdent toutes la même forme et nous pouvons d'ailleurs remarquer qu'elles peuvent se superposer. En effet, la courbe tracée en pointillés représente en quelque sorte un « gabarit », qui, par translation verticale ou horizontale, peut s'ajuster sur chacune des courbes. Pour plus de visibilité, nous avons choisi de ne représenter que trois courbes à la fois sur les figures 3-16 à 3-18 pour chacun des confinements considérés.

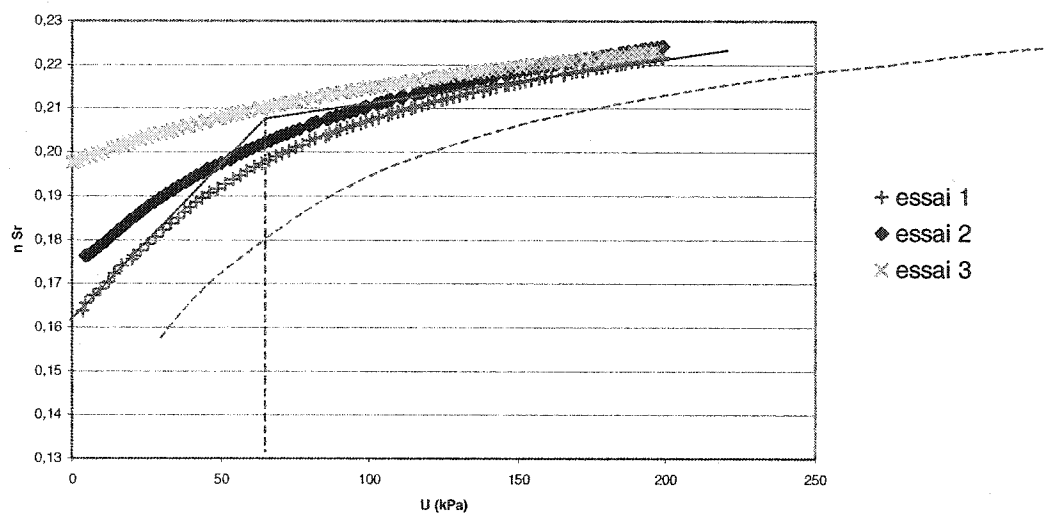


Figure 3-17: Teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle durant l'étape 3
(Confinement vertical de 400kPa)

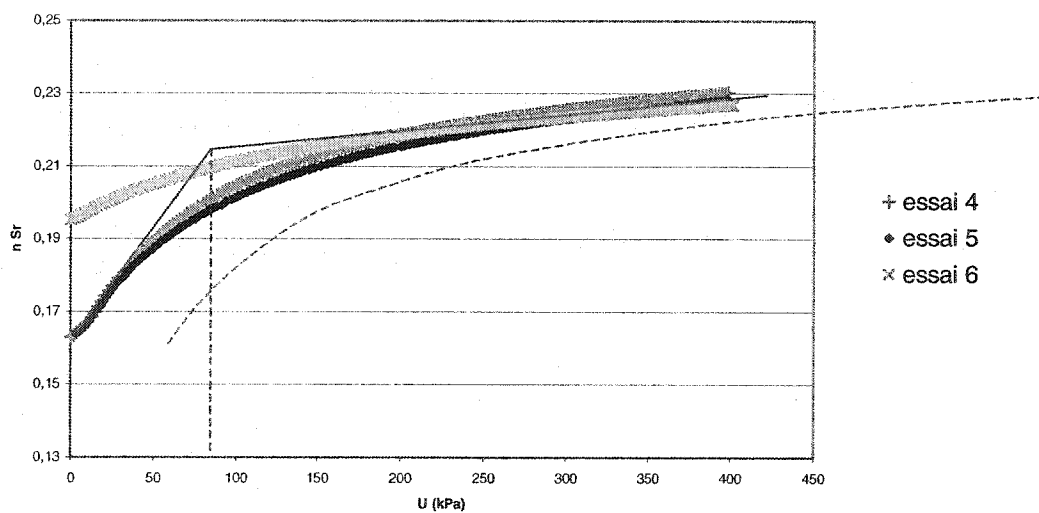
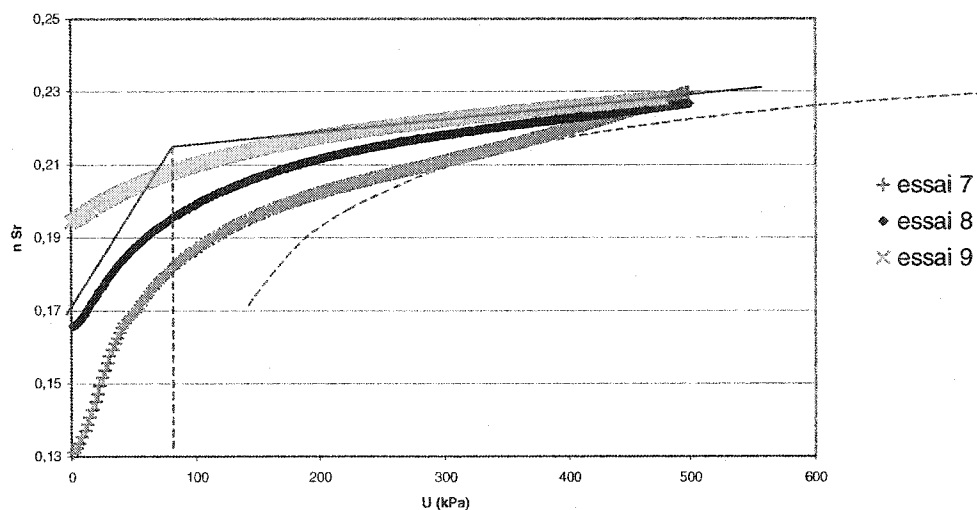


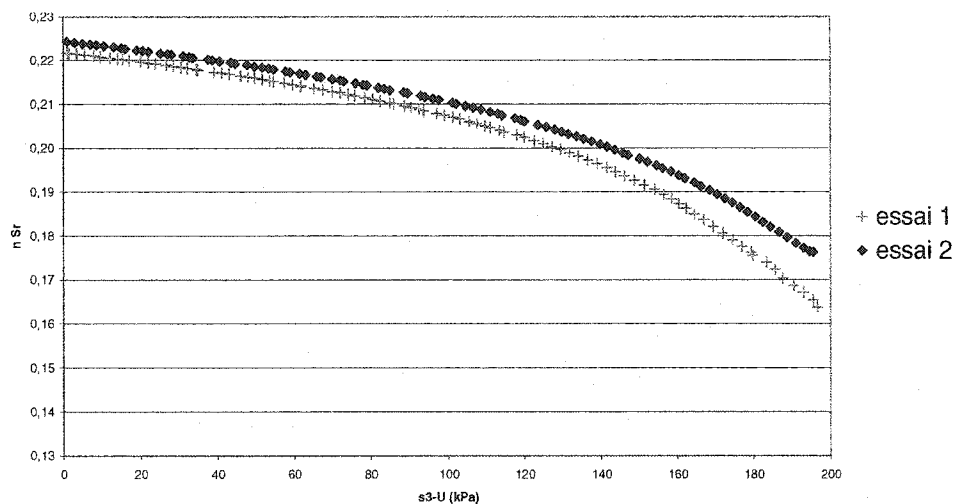
Figure 3-18: Teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle durant l'étape 3
(Confinement vertical de 800kPa)



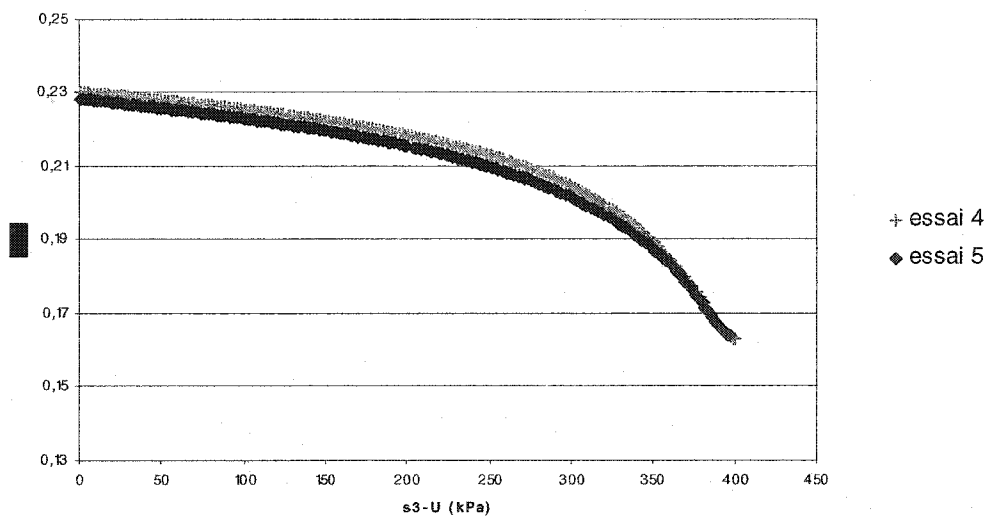
**Figure 3-19: Teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle durant l'étape 3
(Confinement vertical de 1000kPa)**

Sur les trois graphiques précédents, l'influence du degré de saturation initial est clairement visible. La forme de la variation de la teneur en eau en fonction de la pression interstitielle ne change pas. Seul le point de départ est fonction de la teneur en eau initiale. Il suffit donc de décaler une courbe pour obtenir celle d'un degré de saturation initial différent.

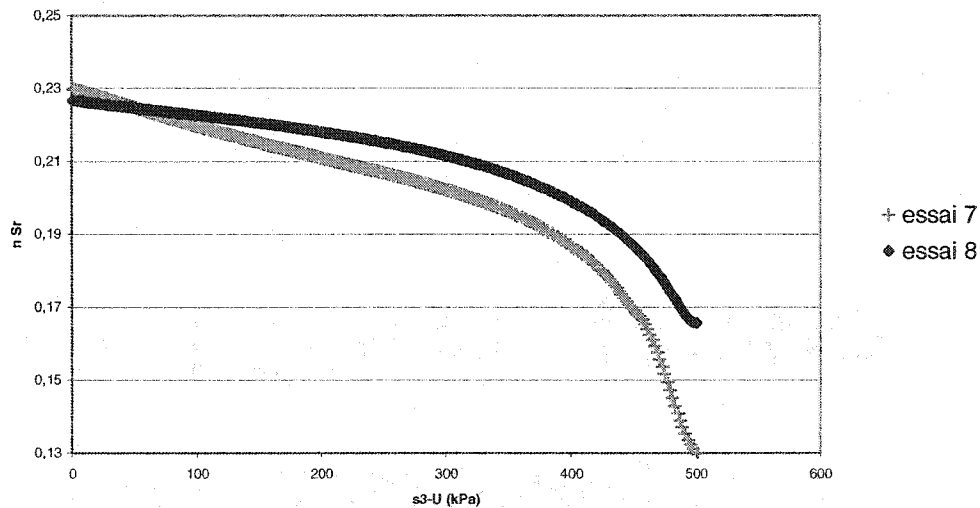
Pour prendre une représentation peut-être un peu plus conventionnelle, nous pouvons tracer la teneur en eau volumique en fonction de la différence entre la contrainte principale mineure et la pression interstitielle. Les figures 3-20 à 3-22 sont donc semblables aux courbes caractéristiques couramment rencontrées.



**Figure 3-20: Teneur en eau volumique en fonction de la contrainte normale nette
(Confinement vertical de 400 kPa)**

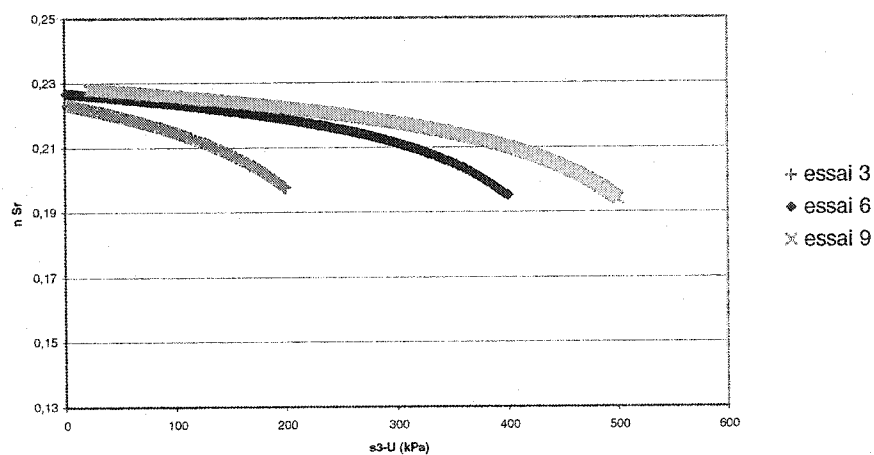


**Figure 3-21: Teneur en eau volumique en fonction de la contrainte normale nette
(Confinement vertical de 800kPa)**

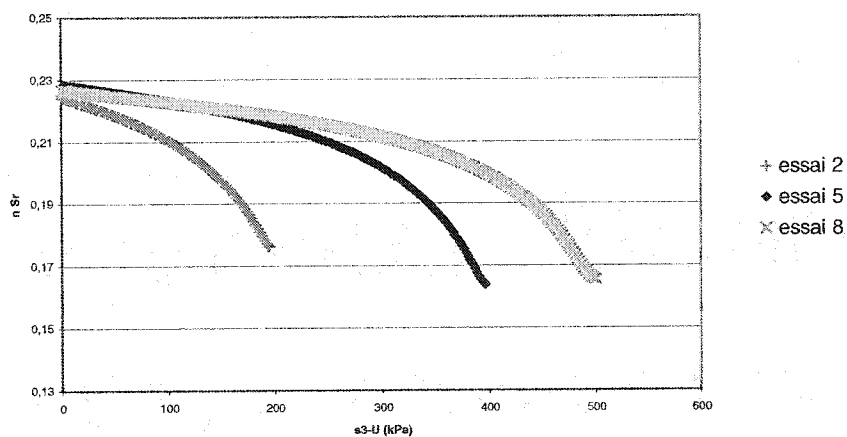


**Figure 3-22: Teneur en eau volumique en fonction de la contrainte normale nette
(Confinement vertical de 1000kPa)**

Après avoir déterminé l'influence du degré de saturation initial, il nous fallait maintenant déterminer celle du confinement des échantillons. Nous avons donc décidé de représenter sur un même graphique la teneur en eau en fonction de la pression interstitielle pour des échantillons ayant un même degré de saturation initial, mais des contraintes de confinement différentes. Les figures 3-23 et 3-24 représentent donc ces courbes pour un sol saturé (essais 3,6,9) et pour un degré de saturation initial de 0,88 (essais 2,5,8).



**Figure 3-23: Teneur en eau volumique en fonction de la contrainte normale nette
(Sol initialement saturé)**



**Figure 3-24: Teneur en eau volumique en fonction de la contrainte normale nette
(Degré de saturation initial de 0,88)**

L'observation attentive de ces graphiques, nous a montré que pour passer d'une courbe à l'autre, il suffit d'effectuer une translation suivant la pente de la partie saturée (c'est-à-dire lorsque $\sigma_3 - u$ tend vers 0).

L'exploitation de tous ces essais nous a ainsi permis de déterminer les différents coefficients de gonflements suivant les zones de saturation. Le tableau 3-4 récapitule les résultats obtenus pour chacun des neuf essais.

ESSAI	Contrainte axiale (kPa)	Contrainte radiale (kPa)	Degré de saturation initial	m_1 (Pa ⁻¹)	m_1 (Pa ⁻¹)
1	400	200	0,82	6,89E-07	1,13E-07
2			0,88	5,44E-07	1,22E-07
3			1	/	8,68E-08
4	800	400	0,85	5,73E-07	4,96E-08
5			0,87	5,73E-07	5,50E-08
6			1	/	3,82E-08
7	1000	500	0,73	8,68E-08	8,62E-08
8			0,9	5,00E-07	4,25E-08
9			1	/	3,66E-08

Tableau 3-4: Récapitulatif des résultats expérimentaux

- Valeurs rejetées pour le calcul de la moyenne car la courbe ne suivait pas encore l'asymptote à la fin de l'essai; Elle se situait toujours dans la zone
- Valeurs légèrement supérieures aux autres à cause d'une légère fuite au niveau des contrôleurs du GDS

Lors de nos simulations, nous utiliserons donc les valeurs moyennes suivantes :

m_1 (Pa ⁻¹)	m_1 (Pa ⁻¹)	m_2 Théorique (Pa ⁻¹)
4,44E-08	5,76E-07	3,39E-08

Tableau 3-5: Coefficients de changement de volume

CHAPITRE 4

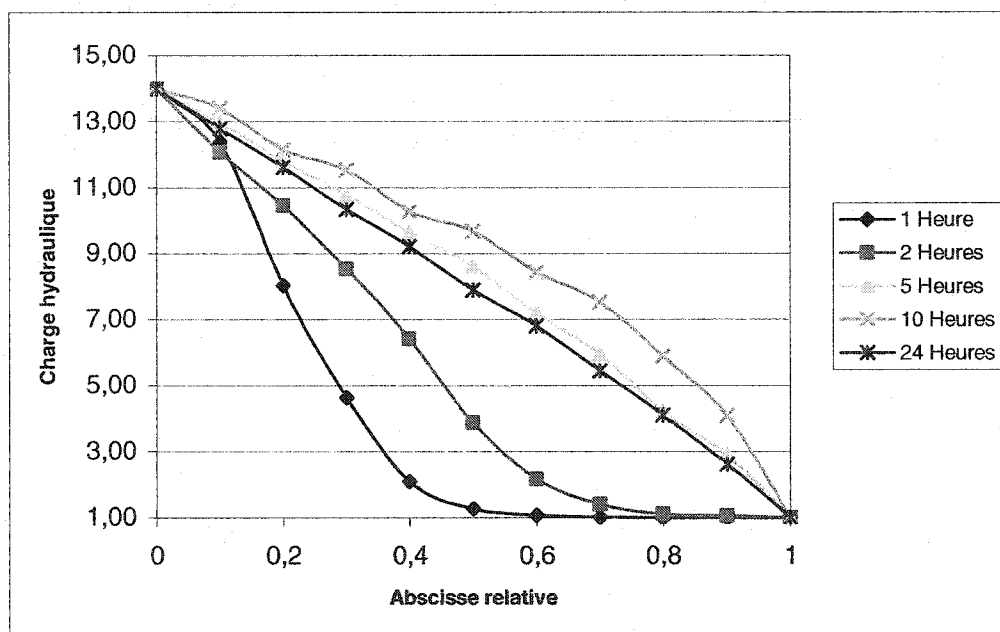
SIMULATIONS

Plusieurs simulations ont donc été réalisées grâce aux programmes sur EXCEL et FREEFEM++. L'objectif étant de vérifier la compatibilité du modèle avec les observations in-situ, nous avons simulé des écoulements avec des degrés de saturation initiaux et des durées d'écoulement différents. Comme le laboratoire de géotechnique de l'Ecole Polytechnique possède du matériel permettant de reproduire l'écoulement non saturé rencontré habituellement dans un noyau de moraine, nous avons choisi des valeurs de hauteur d'eau et de degré de saturation qui correspondent à des essais de laboratoire. Cette reproduction d'écoulement se fait en imposant un gradient de pression aux extrémités d'un cylindre rempli de moraine non saturée. Des capteurs de pression, disposés tout au long du cylindre d'une longueur de un mètre, permettent alors de tracer le profil d'écoulement en fonction du temps. Les résultats de ce rapport pourront ainsi, dans le cadre d'une future publication, être comparés aux essais déjà réalisés au laboratoire de géotechnique.

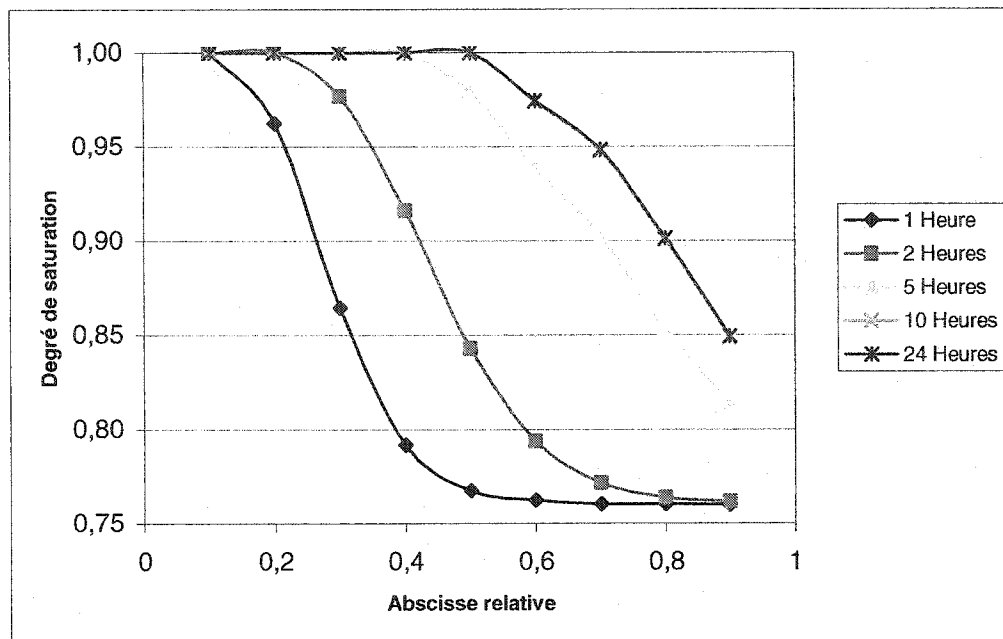
Nous avons choisi arbitrairement des simulations pour des hauteurs d'eau de 14m sur le bief amont et de 1m sur le bief aval, ainsi que des degrés de saturation initiaux de 0,75 ; 0,85 et 1. Les figures 4-1 et 4-2 ont été réalisées à l'aide du programme de simulation sous EXCEL et les caractéristiques du sol du tableau 4-1.

PARAMETRES DU SOL	
n	0,2/
ksat	1,00E-07 m/s
αk	6/
γ_w	10000 N/m ³
m_1	4,44E-08 Pa-1
m_i	5,76E-07 Pa-1
m_2	3,39E-08 Pa-1
Sr initial	0,75/
Srf	0,75/

Tableau 4-1: caractéristiques du sol lors des simulations

Figure 4-1: Charge hydraulique (m) en fonction de l'abscisse relative
(Degré de saturation initial de 0,75)

Conformément à nos attentes, nous pouvons remarquer les surpressions interstitielles qui sont générées pendant les dix premières heures de l'écoulement. En effet, les profils d'écoulement ne suivent pas une droite, comme le laisserait supposer la loi de Darcy pour un écoulement saturé, mais sont plutôt concaves. Après une ou deux heures d'écoulement, nous pouvons remarquer que le front de l'écoulement n'a pas encore atteint l'extrémité du cylindre, mais que de légères surpressions sont déjà visibles. Après cinq heures, l'écoulement a atteint l'extrémité du cylindre et le profil s'éloigne de la droite qui correspondrait à une répartition linéaire des pressions entre l'amont et l'aval du cylindre. Cet accroissement des surpressions interstitielles est visible jusqu'à une dizaine d'heures après le début de l'écoulement. Nous noterons que la courbe obtenue après dix heures correspond au pic de surpressions interstitielles. A partir de ce moment, le profil de la charge hydraulique se stabilise. Nous entrons alors dans la deuxième phase de l'écoulement, où le sol est pratiquement saturé. La conductivité hydraulique de la moraine est donc uniforme dans les zones complètement saturées. Nous pouvons toutefois noter sur la figure 4-2 qu'à l'aval de l'écoulement, le sol ne peut pas se saturer complètement. En effet, le degré de saturation au niveau du filtre restant faible, il y a toujours une zone de plus faible perméabilité. Cependant, notre modèle conduit à une stabilisation du degré de saturation et de la charge hydraulique. Il en résulte alors une légère augmentation de la porosité du sol, qui contribue à la dissipation des surpressions interstitielles. Nous pouvons d'ailleurs remarquer que le degré de saturation a très peu évolué entre les simulations correspondant à des durées d'écoulement de 10h et de 24h.



**Figure 4-2: Degré de saturation en fonction de l'abscisse relative
(Degré de saturation initial de 0,75)**

La même simulation a été réalisée avec un degré de saturation initial de 0,85. Comme nous pouvons le présupposer, le pic de surpression interstitielle a été atteint beaucoup plus tôt. En effet, le profil de charge hydraulique de la figure 4-3 a atteint son maximum après seulement 5h d'écoulement. Par la suite, le comportement est similaire à celui de la première simulation. Après une légère stabilisation au moment du pic, les surpressions interstitielles diminuent jusqu'à devenir nulles après 24h d'écoulement.

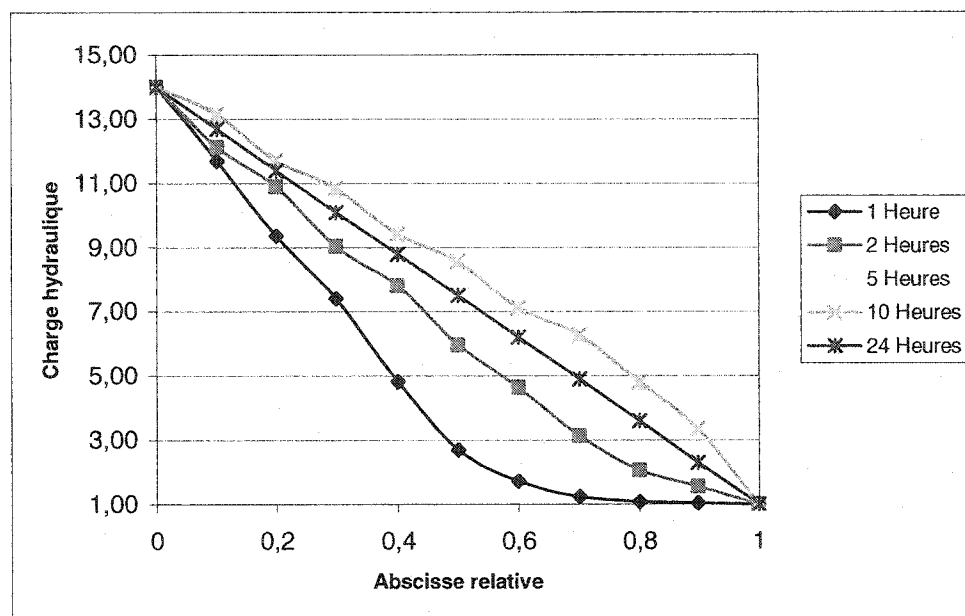


Figure 4-3: Charge hydraulique (m) en fonction de l'abscisse relative
(Degré de saturation initial de 0,85)

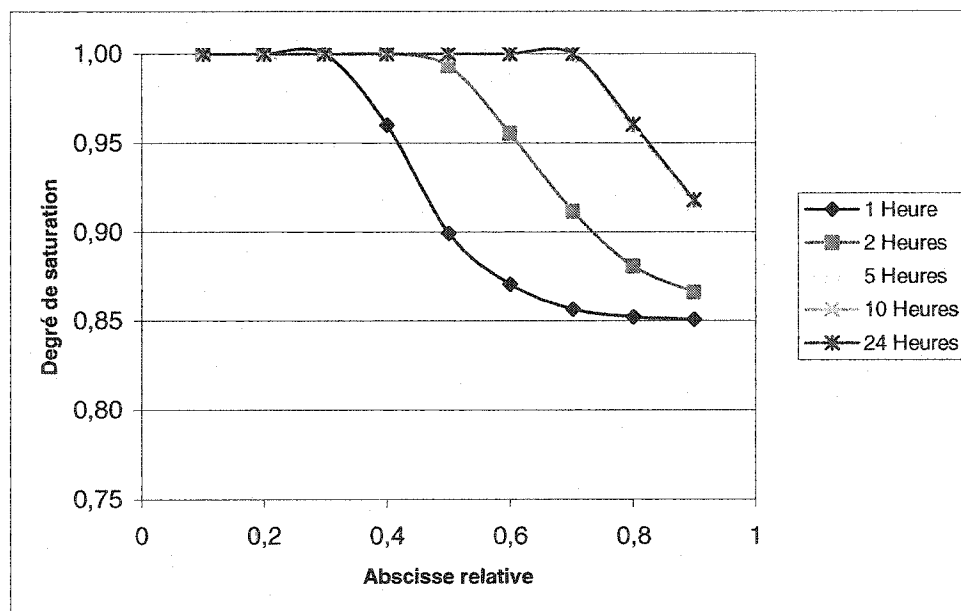


Figure 4-4: Degré de saturation en fonction de l'abscisse relative
(Degré de saturation initial de 0,85)

Afin de bien se rendre compte de l'influence de l'air emprisonné dans le sol au moment de la construction du noyau, nous avons également simulé un écoulement à travers de la moraine saturée. Le graphique de la figure 4-5 représente le profil de charge hydraulique.

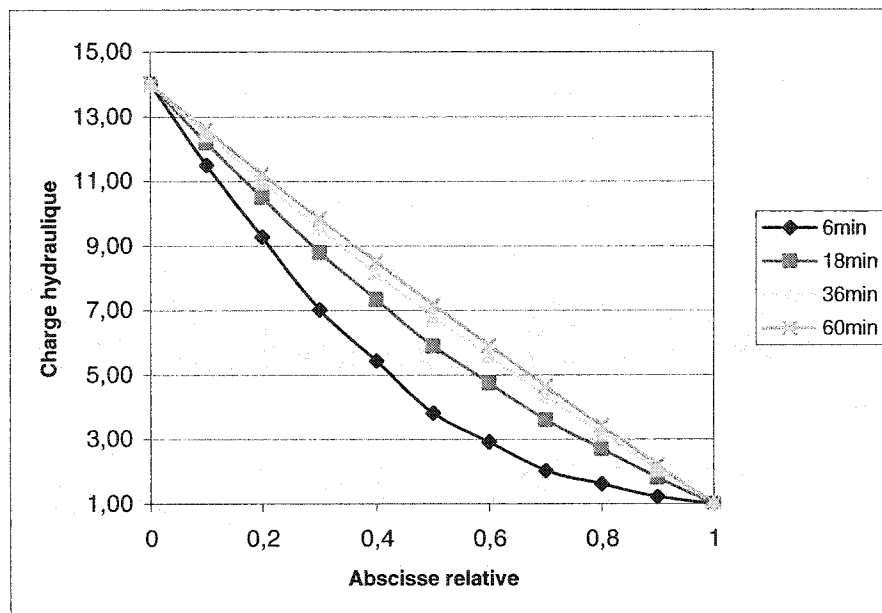


Figure 4-5: Charge hydraulique (m) en fonction de l'abscisse relative
(Sol initialement saturé)

Nous remarquerons bien sûr qu'aucune surpression n'est apparue durant l'écoulement. Les profils sont toujours de forme convexe et tendent vers des droites dès qu'ils se rapprochent du régime permanent. Nous pouvons également noter que la conductivité hydraulique est très fortement dépendante du degré de saturation. Ainsi, le front de l'écoulement atteint l'amont du cylindre après seulement quelques minutes et la répartition linéaire de la charge hydraulique est visible dès la deuxième heure de l'écoulement.

Si le programme sous EXCEL est très pratique pour représenter les profils d'écoulement, celui sous FREEFEM++ nous permet de représenter très facilement les équipotentiels ainsi que les isovaleurs de saturation le long du cylindre. Par ailleurs, nous noterons que l'utilisation d'un modèle en deux dimensions pour FREEFEM++ le rend un peu plus précis qu'EXCEL. Les figures 4-6 à 4-30 sont donc les résultats des simulations à l'aide du programme utilisant les éléments finis. Nous avons simulé les mêmes essais que ceux présentés au début de ce chapitre et nous présenterons ici les équipotentiels, ainsi que les isovaleurs de saturation pour des degrés de saturation initiaux différents.

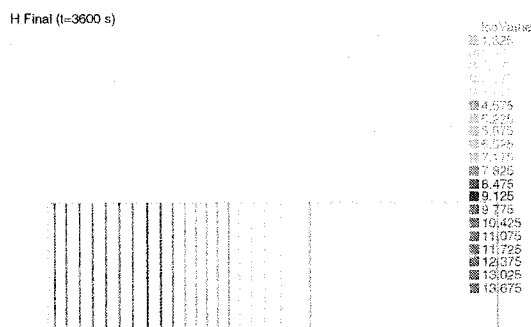
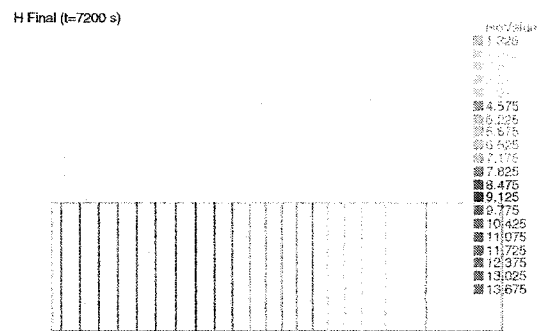
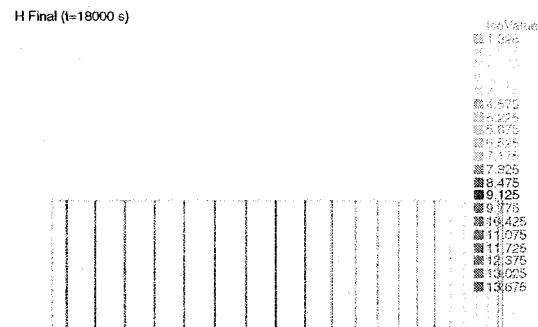


Figure 4-6: Equipotentiels après 1h d'écoulement
(Degré de saturation initial de 0,75)

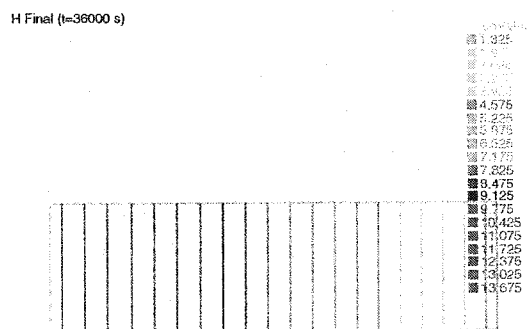


**Figure 4-7: Equipotentiellles après 2h d'écoulement
(Degré de saturation initial de 0,75)**

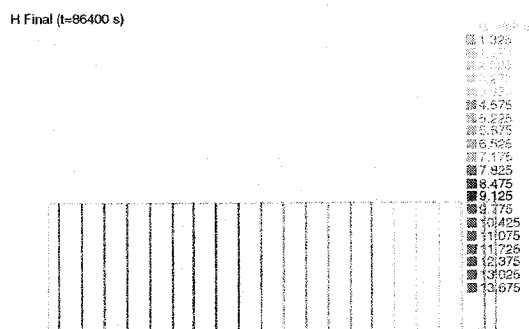


**Figure 4-8: Equipotentiellles après 5h d'écoulement
(Degré de saturation initial de 0,75)**

Sur la figure 4-8, nous pouvons noter le rapprochement des équipotentiellles à l'aval du cylindre, ce qui correspond à des surpressions interstitielles. En effet, ce rapprochement traduit tout simplement des gradients de charge hydraulique plus importants.



**Figure 4-9: Equipotentiellles après 10h d'écoulement
(Degré de saturation initial de 0,75)**



**Figure 4-10: Equipotentiellles après 24h d'écoulement
(Degré de saturation initial de 0,75)**

A la fin de l'écoulement, les équipotentiellles sont donc régulièrement réparties tout au long du cylindre ; ce qui correspond bien à un profil linéaire d'écoulement.

Après avoir visualisé les équipotentiellles, nous pouvons nous attarder sur l'évolution du degré de saturation.

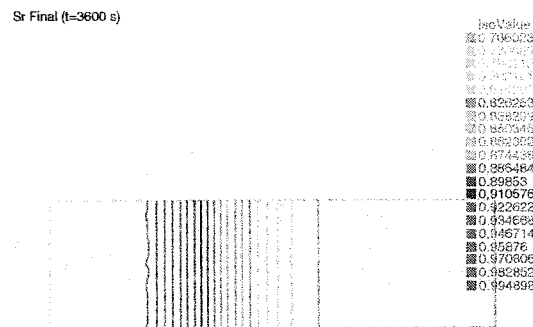
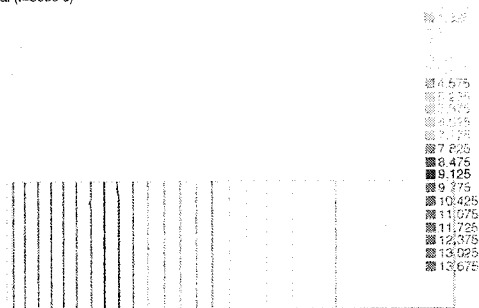


Figure 4-11: Isovaleurs de saturation après 1h d'écoulement
(Degré de saturation initial de 0,75)

Après seulement une heure d'écoulement, nous pouvons déjà remarquer une zone complètement saturée à l'amont de l'écoulement. Comme nous pouvons le voir sur les graphiques suivants, cette zone s'accroît jusqu'à représenter plus de la moitié du cylindre. Le degré de saturation de la partie aval, quant à lui, diminue progressivement jusqu'aux zones de plus faibles pressions.

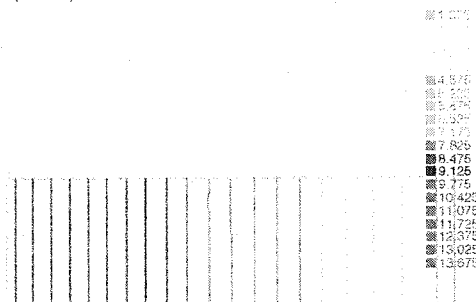
A titre indicatif, nous avons représenté les mêmes graphiques que précédemment pour un degré de saturation initial de 0,85. Il nous semble inutile d'insister sur le fait que la saturation de la moraine est obtenue plus rapidement et que les surpressions interstitielles sont plus vite dissipées.

H Final (t=3600 s)



**Figure 4-16: Equipotentiellles après 1h d'écoulement
(Degré de saturation initial de 0,85)**

H Final (t=7200 s)



**Figure 4-17: Equipotentiellles après 2h d'écoulement
(Degré de saturation initial de 0,85)**

H Final (t=18000 s)

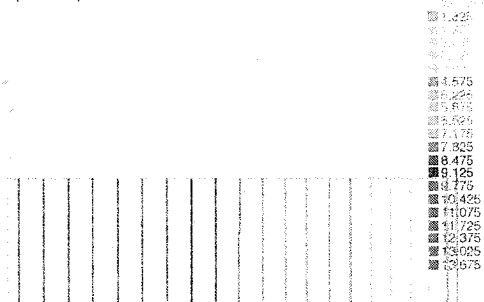


Figure 4-18: Equipotentiellles après 5h d'écoulement
(Degré de saturation initial de 0,85)

H Final (t=36000 s)

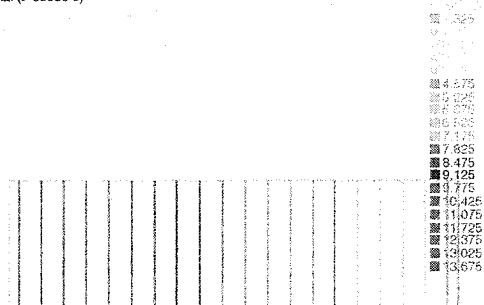


Figure 4-19: Equipotentiellles après 10h d'écoulement
(Degré de saturation initial de 0,85)

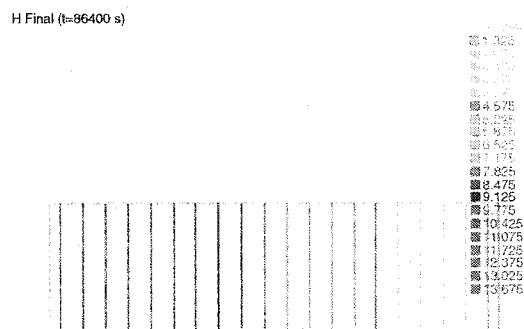


Figure 4-20: Equipotentiellles après 24h d'écoulement
(Degré de saturation initial de 0,85)

Nous pourrions remarquer sur les figures 4-21 à 4-25 que la zone non saturée est beaucoup plus petite que dans la première série de simulation. Ce phénomène provient du degré de saturation initial plus élevé pour cette deuxième série de simulations.

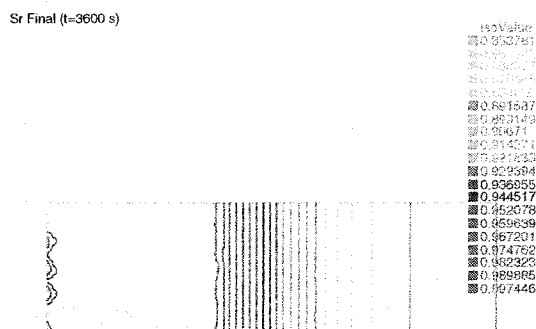
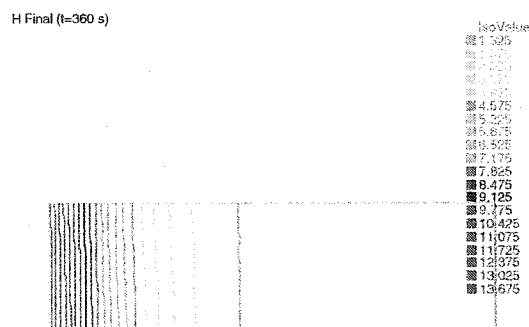
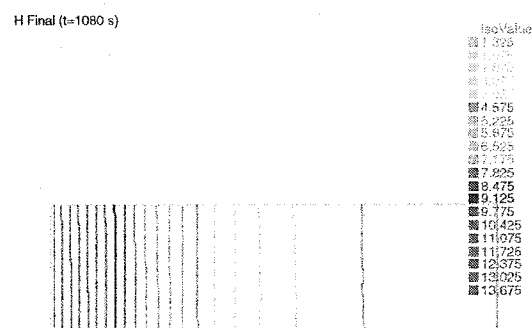


Figure 4-21: Isovaleurs de saturation après 1h d'écoulement
(Degré de saturation initial de 0,85)

Finalement, nous avons également représenté les équipotentiellles pour un sol initialement saturé. Là encore, nous pouvons observer leur répartition linéaire après deux heures d'écoulement.

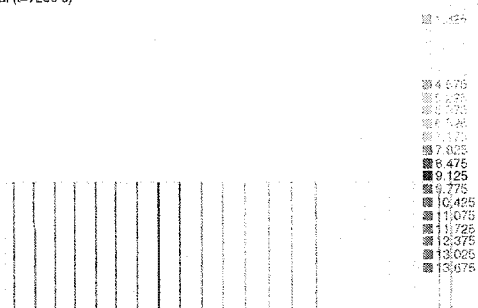


**Figure 4-26: Equipotentiellles après 6min d'écoulement
(Sol initialement saturé)**



**Figure 4-27: Equipotentiellles après 18min d'écoulement
(Sol initialement saturé)**

H Final (t=7200 s)



**Figure 4-30: Equipotentielles après 2h d'écoulement
(Sol initialement saturé)**

CONCLUSION

Les simulations réalisées montrent bien l'évolution des surpressions interstitielles dans le cas d'un écoulement en régime non saturé. Elles nous confirment que ce phénomène est transitoire et que la saturation progressive du sol conduit à la dissipation des surpressions.

Partant du modèle et des programmes de simulation présentés dans ce mémoire, il serait possible de réaliser une étude de la stabilité des barrages sous les contraintes de pressions interstitielles en régime non saturé. En effet, nous ne nous sommes pas intéressés à la résistance du noyau sous les fortes pressions à l'aval. Il serait donc intéressant de se demander si les importants gradients hydrauliques de cette zone ne risquent pas de créer une rupture au niveau du parement. Ce sujet pourrait très facilement faire l'objet d'un projet de maîtrise et permettrait de compléter l'étude réalisée ici en créant de nouveaux critères de dimensionnement pour les barrages en remblai.

BIBLIOGRAPHIE

ADIKARI, G.S.N, and PARKIN, A.K. (1982). Deformation behaviour of Talbingo Dam. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 6:353-382.

CLIFTON, A.W., WILSON, G.W., and BARBOUR, S.L. (1999). The emergence of unsaturated soil mechanics: Fredlund Volume. NRC Research Press, Ottawa, Ontario, Canada. 735p.

COMBELLES, J. (1976). Comments on question 45. 12th International Commission on Large Dams, Mexico, Vol. V, pp. 256-257.

DE MELLO, V. (1980). Practice precedents, principles, problems, and prudence in embakement dams engineering. Symposium on Problems and Practice of Dams engineering, Bangkok, pp. 3-15.

FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division. American Society of Civil Engineers, 103(GT5):447-466.

FREDLUND, D.G., RAHARDJO, H. (1993), Soil Mechanics for unsaturated soils, ISBN 0-471-850008

GOUSSE, F. (1988). Interprétation des mesures d'auscultation hydrauliques de trois digues en terre par un modèle d'écoulement en milieu poreux. Revue française de géotechnique, 43 :47-66.

KOMADA, H., and KANAZAWA, K.A. (1976). Consideration on fill dams stability analysis, taking into account of seepage force under rapid drawdown of the water surface level of reservoir. *In Proceedings, 12th International Commission on Large Dams*, Mexico, Q45 R36, pp. 615-636.

LAM, L., FREDLUND, D.G., and BARBOUR, S.L. (1987). Transient seepage model for saturated-unsaturated soils systems: A geotechnical engineering approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(4):565-580

LE BIHAN, J.P., LEROUEIL, S. 2002. A model for gas and water flow through the core of earth dams. *Canadian Geotechnical Journal*, 39: 90-102

LOWE, J., and JOHNSON, T.C. (1960). Use of back pressure to increase degree of saturation of triaxial test specimens. *ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Colo. Pp. 819-836.

OGATA ,A. (1970). Theory of dispersion in a granular medium. *Geotechnical survey professional paper 411-I*.

OGATA, A., Banks, R.B, (1970). A solution of the differential equation of longitudinal dispersion in porous media. *Geotechnical survey professional paper 411-A*.

PARÉ, J.-J., ARÈS, R., CABOT, L., and GARZON, M. (1982). Large scale permeability and filter tests at LG3. *In Proceedings, 14th International Commission on Large Dams*, Rio de Janeiro, Q55 R7, pp. 103-122.

PECK, R. (1990). Interface between core and downstream filter. *In H. Bolton Seed, Memorial Symposium Proceedings*, Vol. 2, Bitech Publishers, Vancouver, pp. 237-251.

ST-ARNAUD, G. (1995). The high pore pressures within embankment dams : an unsaturated soil approach. Canadian Geotechnical Journal, 32: 892-898

SHERARD, J.L., (1984). Discussion of Dascal (1984). *In Proceedings of the International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, University of Missouri-Rolla, Vol. IV, pp. 1613-1616.

SHERARD, J.L. (1986). Hydraulic fracturing in embankment dams. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 112(GT10) :905-927.

SHERARD, J.L., WOODWARD, R.J., GIZIENSKI, S.F., and CLEVINGER, W.A. (1963). Earth and earth-rock dams. John Wiley & Sons, New York, pp. 244-246.

STEWART, R.A., and IMRIE, A.S. (1993). A new perspective based on the 25th year performance of WAC Bennett Dam Safety Evaluation, Grindelwald, April 26-28, Vol. I, pp. 53-69.

TAYLOR, H., PILLAI, V.S., and KUMAR, A. (1985). Embankment and foundation monitoring and evaluation of performance of a high earthfill dam. *In Proceedings, 15th International Commission on Large Dams*, Lausanne, Q.56 R.8, pp. 173-198.

VAUGHAN, P.R. (1989). Non-Linearity in seepage problems - Theory and field observation. De Mello Volume, BiTech Publisher Ltd. Vancouver, pp. 501-516.

WYCKOFF, R.D., and BOTSET, H.G. (1936). The flow of gas-liquid mixtures through unconsolidated sands. Physics, 7:325-345.

ANNEXES

ANNEXE I:
FICHES DE DESCRIPTION
DES ECHANTILLONS TESTES
AU LABORATOIRE ET
TABLEAUX DE RESULTATS

(L'ensemble des fichiers de résultats est disponible sur le CD ci-joint)

ESSAI 1	Préparation
----------------	--------------------

Lundi 29 Septembre à 11H45

Matériau: Moraine de la Baie JamesMasse volumique des grains solides 2750 kg/m³

TENEUR EN EAU INITIALE	
Masse récipient (R)	308 g
R + SOL HUMIDE	881 g
R + SOL SEC	840 g
Masse EAU	41 g
Masse SOL SEC	532 g
TENEUR EN EAU	7,7 %

TENEUR EN EAU FINALE	
Masse récipient (R)	276 g
R + SOL HUMIDE	2392 g
R + SOL SEC	2184 g
Masse EAU	208 g
Masse SOL SEC	1908 g
TENEUR EN EAU	10,9 %

MESURES DU MOULE				
			Hauteur	Diamètre
Masse MOULE	4026 g	1	11,66	10,115
Masse MOULE + PLAQUE	4258 g	2	11,65	10,12
Masse MOULE + PLAQUE + EAU	5200 g	3	11,67	10,12
Masse EAU	942 g	Moyenne (cm)	11,66	10,12
VOLUME	942 cm3	VOLUME	938 cm3	
VOLUME MOYEN	940 cm3			

REALISATION DE L'ECHANTILLON (3 couches)			
Masse volumique SECHE souhaitée	2114 kg/m3		
Masse volumique HUMIDE souhaitée	2277 kg/m3		
<u>Couches 1 et 2:</u>		<u>Couche 3:</u>	
H	4 cm	H	5 cm
V	322 cm3	V	402 cm3
Poids hum	732 g	Poids hum	915 g
Masse MOULE + SOL	6170 g		
Masse SOL	2144 g		
Masse volumique HUMIDE réelle	2281 kg/m3		
Masse volumique SECHE réelle	2118 kg/m3		

CONFINEMENT (Cheminement de contrainte drainé)			
Cheminement de contrainte axiale de	0	à	400 kPa
Cheminement de contrainte radiale de	0	à	200 kPa

ESSAI 1**Confinement**

Essai de cheminement de contraintes linéaire drainé

Date et heure de début: Lundi 29 Septembre à 11H45

Variation de la pression axiale de confinement de 0 à 400 kPa
 Variation de la pression radiale de confinement de 0 à 200 kPa
 Pression interstitielle 0 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,144 kg
Masse volumique sèche	2750 kg/m ³
n	0,17

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Friction au niveau du Bellofram 1,5 kPa

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	5 kPa
Pression axiale	0 kPa
Pression interstitielle	2 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	115,79	mm
Diamètre	101,23	mm
Surface	8048,6	mm ²
Volume	931982	mm ³

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	E_axi %	E_rad %	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U	(Données ordi)
0,76	3	1,72	2,15	0	0	0	0	0	
74,12	4	1,44	2,6	0,0015	-8E-04	407	36	0	
146,12	5	2,44	2,95	0,0039	-0,001	804	94	-14	
218,79	6	4,72	2,9	0,0073	-4E-04	1177	174	-61	
291,79	7	7	3	0,0119	0,001	1548	285	-131	
364,73	8	9,28	3	0,0194	0,002	1907	465	-220	
437,01	9	11,56	3	0,0266	0,0035	2221	639	-316	

ESSAI 1**Mise en eau**

Les contrôleurs de pression cellulaire et de pression interstitielle ont été inversés

=====

Essai de cheminement de contraintes linéaire non drainé

Date et heure de début: Lundi 29 Septembre à 11H45

=====

Pression axiale de confinement: 400 kPa

Pression radiale de confinement: 200 kPa

Variation de la pression interstitielle de 0 à 200 kPa

=====

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041,0 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,144 kg
Masse volumique des grains soli	2750 kg/m ³
n	0,22
Teneur en eau initiale	7,7 %

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Pas de calcul de la friction

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	0 kPa
Pression axiale	0 kPa
Pression interstitielle	0 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	116,3	mm
Diamètre	101,29	mm
Surface	8057,5	mm ²
Volume	937080	mm ³

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U	(Données ordi)			
Tps (s)	U	S_axi	S_rad	VOL_U	V_S_axi	V_S_Rad	w	Sr	n	n*Sr
1,04	-3,35	-0,15	-0,55	0	0	0	0,0705	0,8225	0,1976	0,1625
91,04	-3	4,42	0	382	48	0	0,0707	0,8248	0,1975	0,1629
180,4	3,4	-4,28	0	1168	63	0	0,0710	0,8292	0,1975	0,1638
254,28	4,5	-3,43	0,5	2708	88	0	0,0717	0,8377	0,1975	0,1655
344,3	7	-0,93	1,05	4282	132	0	0,0724	0,8466	0,1975	0,1672

ESSAI 2	Préparation
----------------	--------------------

Lundi 8 Septembre à 10H14

Matériau: Moraine de la Baie JamesMasse volumique des grains solides 2750 kg/m³

TENEUR EN EAU INITIALE	
Masse récipient (R)	308 g
R + SOL HUMIDE	881 g
R + SOL SEC	840 g
Masse EAU	41 g
Masse SOL SEC	532 g
TENEUR EN EAU	7,7 %

TENEUR EN EAU FINALE	
Masse récipient (R)	276 g
R + SOL HUMIDE	2392 g
R + SOL SEC	2184 g
Masse EAU	208 g
Masse SOL SEC	1908 g
TENEUR EN EAU	10,9 %

MESURES DU MOULE					
				Hauteur	Diamètre
Masse MOULE	4026 g		1	11,66	10,115
Masse MOULE + PLAQUE	4258 g		2	11,65	10,12
Masse MOULE + PLAQUE + EAU	5200 g		3	11,67	10,12
Masse EAU	942 g	Moyenne (cm)		11,66	10,12
VOLUME	942 cm³	VOLUME	938 cm³		
VOLUME MOYEN	940 cm³				

REALISATION DE L'ECHANTILLON (3 couches)					
Masse volumique SECHE souhaitée		2114 kg/m ³			
Masse volumique HUMIDE souhaitée		2277 kg/m ³			
<u>Couches 1 et 2:</u>			<u>Couche 3:</u>		
H	4 cm	H	5 cm		
V	322 cm ³	V	402 cm ³		
Poids hum	732 g	Poids hum	915 g		
Masse MOULE + SOL	6130 g				
Masse SOL	2104 g				
Masse volumique HUMIDE réelle		2239 kg/m³			
Masse volumique SECHE réelle		2079 kg/m³			

CONFINEMENT (Cheminement de contrainte drainé)			
Cheminement de contrainte axiale de	0	à	400 kPa
Cheminement de contrainte radiale de	0	à	200 kPa

ESSAI 2**Confinement**

Essai de cheminement de contraintes linéaire drainé

Date et heure de début: Lundi 8 Septembre à 10H14

Variation de la pression axiale de confinement de 0 à 400 kPa
 Variation de la pression radiale de confinement de 0 à 200 kPa
 Pression interstitielle 0 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,104 kg
Masse volumique sèche	2750 kg/m ³
n	0,18

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Friction au niveau du Bellofram 1,5 kPa

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	0 kPa
Pression axiale	5,119 kPa
Pression interstitielle	0 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	116,02	mm
Diamètre	101,41	mm
Surface	8076,8	mm ²
Volume	937080	mm ³

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	E_axi %	E_rad %	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U (Données ordi)
17,05	1	2,21	-0,8	-0,002	0,0013	-75	-51	-5
111,14	1,5	3,32	-1	0,0241	-0,012	-173	578	-5
210,33	2	5,3	-1,1	0,0591	-0,038	-173	1418	165
313,46	3	8,55	-1,05	0,1107	-0,073	-173	2654	323
413,06	4,45	10,96	-1,15	0,1522	-0,102	-116	3650	475
509,54	6	13,66	-0,35	0,1921	-0,124	-48	4608	525
605,52	7	18,23	-0,05	0,2296	-0,143	-25	5506	525
701,01	8,5	19,98	0,05	0,2629	-0,16	42	6306	525
797,54	9,65	23,29	0,4	0,2972	-0,177	152	7127	525

ESSAI 2**Mise en eau**

Les contrôleurs de pression cellulaire et de pression interstitielle ont été inversés

=====

Essai de cheminement de contraintes linéaire non drainé

Date et heure de début: Lundi 8 Septembre à 10H14

=====

Pression axiale de confinement: 400 kPa

Pression radiale de confinement: 200 kPa

Variation de la pression interstitielle de 0 à 200 kPa

=====

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041,0 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,104 kg
Masse volumique des grains soli	2750 kg/m ³
n	0,24
Teneur en eau initiale	7,7 %

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Pas de calcul de la friction

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	5 kPa
Pression axiale	5 kPa
Pression interstitielle	2.5 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	116,32	mm
Diamètre	101,28	mm
Surface	8055,8	mm ²
Volume	937080	mm ³

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U	(Données ordi)			
Tps (s)	U	S_axi	S_rad	VOL_U	V_S_axi	V_S_Rad	w	Sr	n	n*Sr
4,14	4,5	4,88	2,4	0	19	0	0,0763	0,8793	0,2005	0,1763
77,25	5,45	6,86	3	164	64	0	0,0763	0,8805	0,2004	0,1765
150,3	7	7	3,4	871	95	0	0,0766	0,8845	0,2004	0,1772
228,76	9	7,72	4	1900	149	0	0,0771	0,8904	0,2003	0,1784
301,68	11,2	6,85	4,5	2996	178	0	0,0776	0,8966	0,2003	0,1796

ESSAI 3	Préparation
----------------	--------------------

Jeudi 25 Septembre à 11H

Matériau: Moraine de la Baie James

Masse volumique des grains solides 2750 kg/m³

TENEUR EN EAU INITIALE	
Masse récipient (R)	236 g
R + SOL HUMIDE	935 g
R + SOL SEC	886 g
Masse EAU	49 g
Masse SOL SEC	650 g
TENEUR EN EAU	7,5 %

TENEUR EN EAU FINALE	
Masse récipient (R)	321 g
R + SOL HUMIDE	2492 g
R + SOL SEC	2289 g
Masse EAU	203 g
Masse SOL SEC	1968 g
TENEUR EN EAU	10,3 %

MESURES DU MOULE				
			Hauteur	Diamètre
Masse MOULE	4026 g	1	11,66	10,115
Masse MOULE + PLAQUE	4258 g	2	11,65	10,12
Masse MOULE + PLAQUE + EAU	5200 g	3	11,67	10,12
Masse EAU	942 g	Moyenne (cm)	11,66	10,12
VOLUME	942 cm³	VOLUME	938 cm³	
VOLUME MOYEN	940 cm³			

REALISATION DE L'ECHANTILLON (3 couches)			
Masse volumique SECHE souhaitée	2114 kg/m ³		
Masse volumique HUMIDE souhaitée	2273 kg/m ³		
<u>Couches 1 et 2:</u>		<u>Couche 3:</u>	
H	4 cm	H	5 cm
V	322 cm ³	V	402 cm ³
Poids hum	731 g	Poids hum	914 g
Masse MOULE + SOL	6165 g	6165	
Masse SOL	2139 g		
Masse volumique HUMIDE réelle	2276 kg/m³		
Masse volumique SECHE réelle	2116 kg/m³		

CONFINEMENT (Cheminement de contrainte drainé)			
Cheminement de contrainte axiale de	0	à	400 kPa
Cheminement de contrainte radiale de	0	à	200 kPa

ESSAI	3	Saturation
-------	---	------------

Les contrôleurs de pression axiale et de pression interstitielle ont été inversés

"Essai de cheminement de contraintes linéaire non drainé"

Date et heure de début: Jeudi 25 Septembre à 11H

Variation de la pression cellulaire de 10 à 85 kPa

Variation de la pression interstitielle de 0 à 75 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon	
Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041,0 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,139 kg
Masse volumique des grains soli	2750 kg/m ³
n (initial)	0,22
Teneur en eau initiale	7,54 %

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Friction au niveau du Bellofram: 1 kPa

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai	
Vitesse de l'essai	50 kPa/h
Pression de confinement	7 kPa
Pression axiale	8 kPa
Pression interstitielle	4,5 kPa

Dimensions finales de l'échantillon		
Hauteur	113,17	mm
Diamètre	102,68	mm
Surface	8280,5	mm ²
Volume	937080	mm ³

Tps (s)	S_rad	S_axi	V_S_Rad	V_S_axi	(Données ordi)				
Tps (s)	S_rad	U	V_S_Rad (entrant dans la cellule)	V_U (entrant dans l'échantillon)	w	Sr	n*Sr	vol éch (mm ³)	vol U ds éch (mm ³)
3,22	7,5	7,5	0	2	0,0754	0,7383	0,1659	937576	161250
148,22	8	8,5	0	532	0,0756	0,7408	0,1664	937576	161780
295,64	9,5	10	388	1590	0,0761	0,7469	0,1678	937188	162838
446,74	11.5	11.5	1093	2543	0,0765	0,7538	0,1693	936483	163791

ESSAI 3**Confinement**

Essai de cheminement de contraintes linéaire drainé

Date et heure de début: Jeudi 25 Septembre à 11H

Variation relative de la pression axiale de confinement de 0 à 400 kPa
 Variation relative de la pression radiale de confinement de 0 à 200 kPa
 Pression interstitielle 0 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,139 kg
Masse volumique sèche	2750 kg/m ³
n	0,17

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Friction au niveau du Bellofram 1 kPa

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	150 kPa/h
Pression de confinement	82 kPa
Pression axiale	82 kPa
Pression interstitielle	63 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	115,89	mm
Diamètre	101,13	mm
Surface	8032,3	mm ²
Volume	930844	mm ³

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	E_axi %	E_rad %	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U (Données ordi)
3,02	82	82	63	0	0	0	0	0
52,64	82	84,43	63	0,001	-5E-04	0	24	0
103,86	83,65	86,21	63,5	0,002	-1E-03	224	47	0
152,14	84,5	87,44	63,5	0,0047	-0,002	260	112	0
201,6	85	90,5	63,5	0,0088	-0,004	275	210	0
249,99	86,5	91,62	63,95	0,0084	-0,001	524	201	-52
298,79	87	93,53	63,95	0,0128	-6E-04	548	307	-108
347,65	88,8	95,71	64	0,0137	0,005	838	329	-222
397,19	89,5	98,46	64	0,0184	0,0094	907	441	-348

ESSAI 3**Mise en eau**

Les contrôleurs de pression cellulaire et de pression interstitielle ont été inversés

=====

Essai de cheminement de contraintes linéaire non drainé

Date et heure de début: Jeudi 25 Septembre à 11H

=====

Pression axiale relative de confinement: 400 kPa

Pression radiale relative de confinement: 200 kPa

Variation relative de la pression interstitielle 0 à 200 kPa

=====

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041,0 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,139 kg
Masse volumique des grains sol	2750 kg/m ³
n	0,22
Teneur en eau initiale	7,54 %

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Pas de calcul de la friction

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	286 kPa
Pression axiale	485 kPa
Pression interstitielle	67 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	116,24	mm
Diamètre	101,31	mm
Surface	8061,5	mm ²
Volume	937080	mm ³

* La valeur réelle de U est U*+U0

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U	(Données ordi)			
Tps (s)	U*	S_axi	S_rad	VOL_U	V_S_axi	V_S_Rad	w	Sr	n	n*Sr
2,17	0	67	-1,5	0	0	0	0,0842	1,0000	0,1954	0,1976
74,34	0,5	68,78	-1,05	56	25	0	0,0842	1,0000	0,1954	0,1977
147,5	2,2	68,69	-0,55	381	43	0	0,0844	1,0000	0,1954	0,1980
226,32	4,3	69,25	0	844	75	0	0,0845	1,0000	0,1954	0,1986
298,33	6,3	68,69	0,5	1289	95	0	0,0847	1,0000	0,1954	0,1990

ESSAI 4	Préparation
----------------	--------------------

Mercredi 1 Octobre à 9H30

Matériau: Moraine de la Baie James

Masse volumique des grains solides 2750 kg/m³

TENEUR EN EAU INITIALE	
Masse récipient (R)	305 g
R + SOL HUMIDE	882 g
R + SOL SEC	839 g
Masse EAU	43 g
Masse SOL SEC	534 g
TENEUR EN EAU	8,1 %

TENEUR EN EAU FINALE	
Masse récipient (R)	276 g
R + SOL HUMIDE	2392 g
R + SOL SEC	2184 g
Masse EAU	208 g
Masse SOL SEC	1908 g
TENEUR EN EAU	10,9 %

MESURES DU MOULE					
			Hauteur	Diamètre	
Masse MOULE	4026 g		1	11,66	10,115
Masse MOULE + PLAQUE	4258 g		2	11,65	10,12
Masse MOULE + PLAQUE + EAU	5200 g		3	11,67	10,12
Masse EAU	942 g	Moyenne (cm)		11,66	10,12
VOLUME	942 cm³	VOLUME	938 cm³		
VOLUME MOYEN	940 cm³				

REALISATION DE L'ECHANTILLON (3 couches)			
Masse volumique SECHE souhaitée	2114 kg/m ³		
Masse volumique HUMIDE souhaitée	2284 kg/m ³		
<u>Couches 1 et 2:</u>		<u>Couche 3:</u>	
H	4 cm	H	5 cm
V	322 cm ³	V	402 cm ³
Poids hum	735 g	Poids hum	918 g
Masse MOULE + SOL	6163 g		
Masse SOL	2137 g		
Masse volumique HUMIDE réelle	2274 kg/m³		
Masse volumique SECHE réelle	2104 kg/m³		

CONFINEMENT (Cheminement de contrainte drainé)			
Cheminement de contrainte axiale de	0	à	800 kPa
Cheminement de contrainte radiale de	0	à	400 kPa

ESSAI 4**Confinement**

Essai de cheminement de contraintes linéaire drainé

Date et heure de début: Mercredi 1 Octobre à 9H30

Variation de la pression axiale de confinement de 0 à 800 kPa
 Variation de la pression radiale de confinement de 0 à 400 kPa
 Pression interstitielle 0 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,137 kg
Masse volumique sèche	2750 kg/m ³
n	0,17

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Friction au niveau du Bellofram 0,75 kPa

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	0 kPa
Pression axiale	11,5 kPa
Pression interstitielle	0,5 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	115,81	mm
Diamètre	101,4	mm
Surface	8074,7	mm ²
Volume	935155	mm ³

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	E_axi %	E_rad %	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U (Données ordi)
7,28	0,5	9,46	0,5	0	0	0	0	0
81,48	0,5	12,7	0,7	0,0065	-0,003	0	156	0
157,08	1	15	0,95	0,0147	-0,007	5	353	0
254,44	2,5	14,4	1	0,0349	-0,017	212	836	0
353,09	5,5	13,81	1,15	0,0754	-0,038	156	1809	0
450,35	7	16,97	1,5	0,1152	-0,057	-102	2762	-5
541,53	8	21,42	1,5	0,145	-0,071	-206	3477	-22
632,55	9	24,97	1,5	0,1675	-0,08	-206	4017	-75
704,69	9,5	29,56	1,4	0,181	-0,078	-206	4342	-228

ESSAI 4**Mise en eau**

Les contrôleurs de pression cellulaire et de pression interstitielle ont été inversés

=====

Essai de cheminement de contraintes linéaire non drainé

Date et heure de début: Mercredi 1 Octobre à 9H30

=====

Pression axiale de confinement: 800 kPa

Pression radiale de confinement: 400 kPa

Variation de la pression interstitielle de 0 à 400 kPa

=====

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041,0 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,137 kg
Masse volumique des grains soli	2750 kg/m ³
n	0,23
Teneur en eau initiale	8,1 %

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Pas de calcul de la friction

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	0 kPa
Pression axiale	0 kPa
Pression interstitielle	0 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	116,3	mm
Diamètre	101,29	mm
Surface	8057,5	mm ²
Volume	937080	mm ³

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U	(Données ordi)			
Tps (s)	U	S_axi	S_rad	VOL_U	V_S_axi	V_S_Rad	w	Sr	n	n*Sr
1,01	0	-1,28	-0,7	0	0	0	0,0704	0,8541	0,1908	0,1630
74,45	0,5	1,78	-0,4	81	37	0	0,0704	0,8547	0,1908	0,1631
147,61	2	2	-0,1	385	62	0	0,0706	0,8566	0,1908	0,1634
226,32	4	2,72	0,45	983	92	0	0,0708	0,8602	0,1907	0,1641
304,42	6	2,16	0,75	1824	119	0	0,0712	0,8651	0,1907	0,1650

ESSAI 5	Préparation
----------------	--------------------

Mercredi 10 Septembre 2003 à 14H

Matériau: Moraine de la Baie James

Masse volumique des grains solides 2750 kg/m³

TENEUR EN EAU INITIALE	
Masse récipient (R)	332 g
R + SOL HUMIDE	970 g
R + SOL SEC	927 g
Masse EAU	43 g
Masse SOL SEC	595 g
TENEUR EN EAU	7,2 %

TENEUR EN EAU FINALE	
Masse récipient (R)	276 g
R + SOL HUMIDE	2437 g
R + SOL SEC	2240 g
Masse EAU	197 g
Masse SOL SEC	1964 g
TENEUR EN EAU	10,0 %

MESURES DU MOULE				
			Hauteur	Diamètre
Masse MOULE	4026 g	1	11,66	10,115
Masse MOULE + PLAQUE	4258 g	2	11,65	10,12
Masse MOULE + PLAQUE + EAU	5200 g	3	11,67	10,12
Masse EAU	942 g	Moyenne (cm)	11,66	10,12
VOLUME	942 cm³	VOLUME	938 cm³	
VOLUME MOYEN	940 cm³			

REALISATION DE L'ECHANTILLON (3 couches)			
Masse volumique SECHE souhaitée	2114 kg/m ³		
Masse volumique HUMIDE souhaitée	2267 kg/m ³		
<u>Couches 1 et 2:</u>		<u>Couche 3:</u>	
H	4 cm	H	5 cm
V	322 cm ³	V	402 cm ³
Poids hum	729 g	Poids hum	911 g
Masse MOULE + SOL	6130 g		
Masse SOL	2104 g		
Masse volumique HUMIDE réelle	2239 kg/m³		
Masse volumique SECHE réelle	2088 kg/m³		

CONFINEMENT (Cheminement de contrainte drainé)		
Cheminement de contrainte axiale de	0	à 800 kPa
Cheminement de contrainte radiale de	0	à 400 kPa

ESSAI 5**Confinement**

Essai de cheminement de contraintes linéaire drainé

Date et heure de début: Mercredi 10 Septembre 2003 à 14H

Variation de la pression axiale de confinement de 0 à 800 kPa
 Variation de la pression radiale de confinement de 0 à 400 kPa
 Pression interstitielle 0 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,104 kg
Masse volumique sèche	2750 kg/m ³
n	0,18

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Friction au niveau du Bellofram 1 kPa

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	0 kPa
Pression axiale	8,958 kPa
Pression interstitielle	0 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	115,76	mm
Diamètre	101,5	mm
Surface	8092,1	mm ²
Volume	936697	mm ³

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	E_axi %	E_rad %	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U	(Données ordi)
11,31	0,5	8,11	-0,05	0,0021	-1E-03	0	51	-2	
100,98	1	8,27	0	0,0133	-0,007	-6	318	-2	
174,8	1,5	11,88	-0,05	0,0326	-0,016	6	783	-3	
250,18	2	14,43	0	0,0533	-0,027	14	1279	-3	
325,51	2,5	16,96	0,4	0,0706	-0,035	196	1693	-3	
400,49	3,5	19,99	0,5	0,0839	-0,042	698	2013	-3	
475,84	4,5	22,4	1	0,0969	-0,048	1221	2323	-13	
549,99	5,95	23,98	1	0,1067	-0,039	1924	2560	-276	
623,76	6,5	27,1	1	0,1163	-0,017	2485	2789	-779	

ESSAI 5**Mise en eau**

Les contrôleurs de pression cellulaire et de pression interstitielle ont été inversés

Essai de cheminement de contraintes linéaire non drainé

Date et heure de début: Mercredi 10 Septembre 2003 à 14H

Pression axiale de confinement: 800 kPa
 Pression radiale de confinement: 400 kPa
 Variation de la pression interstitielle de 0 à 400 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041,0 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,104 kg
Masse volumique des grains soli	2750 kg/m ³
n	0,24
Teneur en eau initiale	7,23 %

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Pas de calcul de la friction

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	3,5 kPa
Pression axiale	3,5 kPa
Pression interstitielle	2 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	116,17	mm
Diamètre	101,34	mm
Surface	8066,2	mm ²
Volume	937080	mm ³

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U	(Données ordi)			
Tps (s)	U	S_axi	S_rad	VOL_U	V_S_axi	V_S_Rad	w	Sr	n	n*Sr
4,23	3,15	2,77	1,75	0	-16	0	0,0702	0,8665	0,1892	0,1639
77,15	4	4	2	106	12	0	0,0703	0,8672	0,1891	0,1640
150,14	5,5	4,22	2,2	588	29	0	0,0705	0,8701	0,1891	0,1646
222,86	7,5	4,94	2,8	1287	57	0	0,0708	0,8744	0,1891	0,1653

ESSAI 6	Préparation
----------------	--------------------

Vendredi 19 Septembre à 11H

Matériau: Moraine de la Baie JamesMasse volumique des grains solides 2750 kg/m³

TENEUR EN EAU INITIALE	
Masse récipient (R)	304 g
R + SOL HUMIDE	736 g
R + SOL SEC	707 g
Masse EAU	29 g
Masse SOL SEC	403 g
TENEUR EN EAU	7,2 %

TENEUR EN EAU FINALE	
Masse récipient (R)	304 g
R + SOL HUMIDE	2474 g
R + SOL SEC	2279 g
Masse EAU	195 g
Masse SOL SEC	1975 g
TENEUR EN EAU	9,9 %

MESURES DU MOULE				
			Hauteur	Diamètre
Masse MOULE	4026 g	1	11,66	10,115
Masse MOULE + PLAQUE	4258 g	2	11,65	10,12
Masse MOULE + PLAQUE + EAU	5200 g	3	11,67	10,12
Masse EAU	942 g	Moyenne (cm)	11,66	10,12
VOLUME	942 cm³	VOLUME	938 cm³	
VOLUME MOYEN	940 cm³			

REALISATION DE L'ECHANTILLON (3 couches)			
Masse volumique SECHE souhaitée	2114 kg/m ³		
Masse volumique HUMIDE souhaitée	2266 kg/m ³		
<u>Couches 1 et 2:</u>		<u>Couche 3:</u>	
H	4 cm	H	5 cm
V	322 cm ³	V	402 cm ³
Poids hum	729 g	Poids hum	911 g
Masse MOULE + SOL	6170 g	6170	
Masse SOL	2144 g		
Masse volumique HUMIDE réelle	2281 kg/m³		
Masse volumique SECHE réelle	2128 kg/m³		

CONFINEMENT (Cheminement de contrainte drainé)			
Cheminement de contrainte axiale de	0	à	800 kPa
Cheminement de contrainte radiale de	0	à	400 kPa

ESSAI 6**Saturation**

Les contrôleurs de pression axiale et de pression interstitielle ont été inversés

"Essai de cheminement de contraintes linéaire non drainé"

Date et heure de début: Vendredi 19 Septembre à 11H

Variation de la pression cellulaire de 10 à 85 kPa

Variation de la pression interstitielle de 0 à 75 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041,0 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,144 kg
Masse volumique des grains soli	2750 kg/m ³
n (initial)	0,22
Teneur en eau initiale	7,20 %

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Friction au niveau du Bellofram: 1 kPa

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	50 kPa/h
Pression de confinement	10 kPa
Pression axiale	9 kPa
Pression interstitielle	0 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	112,92	mm
Diamètre	102,79	mm
Surface	8298,7	mm ²
Volume	937080	mm ³

Tps (s) S_rad S_axi V_S_Rad V_S_axi (Données ordi)

Tps (s)	S_rad	U	V_S_Rad (entrant dans la cellule)	V_U (entrant dans l'échantillon)	w	Sr	n*Sr	vol éch (mm ³)	vol U ds éch (mm ³)
5,44	10	8,5	0	25	0,0720	0,7209	0,1607	937576	154308
150,8	10,5	9,5	151	485	0,0722	0,7236	0,1613	937425	154768
295,69	12,5	11,3	893	1312	0,0725	0,7300	0,1627	936683	155595

ESSAI 6**Confinement**

Essai de cheminement de contraintes linéaire drainé

Date et heure de début: Vendredi 19 Septembre à 11H

Variation relative de la pression axiale de confinement de 0 à 800 kPa
 Variation relative de la pression radiale de confinement de 0 à 400 kPa
 Pression interstitielle 0 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,144 kg
Masse volumique sèche	2750 kg/m ³
n	0,17

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Friction au niveau du Bellofram 1 kPa

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	84 kPa
Pression axiale	84 kPa
Pression interstitielle	60 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	115,49	mm
Diamètre	101,28	mm
Surface	8056,1	mm ²
Volume	930429	mm ³

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	E_axi %	E_rad %	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U (Données ordi)
4,92	84	84,38	60,65	-6E-04	0,0003	0	-15	0
80,61	84,5	85,01	60,75	0,0024	-0,001	0	57	0
152,67	85,05	87,87	60,8	0,0074	-0,004	0	178	0
224,79	86	90,35	60,95	0,0123	-0,006	1	296	0
297,78	87,55	93,18	61	0,0144	-0,007	219	346	0
370,67	88,5	93,36	61	0,0156	-0,008	308	373	0
443,66	89,4	95,29	61,05	0,0206	-0,01	308	493	0
516,72	90	98,7	61,35	0,0262	-0,013	308	628	-3

ESSAI 6**Mise en eau**

Les contrôleurs de pression cellulaire et de pression interstitielle ont été inversés

Essai de cheminement de contraintes linéaire non drainé

Date et heure de début: Vendredi 19 Septembre à 11H

Pression axiale relative de confinement: 800 kPa
 Pression radiale relative de confinement: 400 kPa
 Variation relative de la pression interstitie 0 à 400 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041,0 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,144 kg
Masse volumique des grains soli	2750 kg/m ³
n	0,22
Teneur en eau initiale	7,20 %

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Pas de calcul de la friction

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	47 kPa
Pression axiale	47 kPa
Pression interstitielle	0 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	116,24	mm
Diamètre	101,31	mm
Surface	8061,5	mm ²
Volume	937080	mm ³

* La valeur réelle de U est $U^* + U_0$

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U	(Données ordi)			
Tps (s)	U*	S_axi	S_rad	VOL_U	V_S_axi	V_S_Rad	w	Sr	n	n*Sr
4,8	0	45,98	-1	0	-14	0	0,0815	1,0000	0,1759	0,1952
77,52	0,5	49,04	-0,8	15	17	0	0,0815	1,0000	0,1759	0,1952
150,68	2,5	48,48	-0,55	298	22	0	0,0816	1,0000	0,1759	0,1955
228,18	4,5	47,92	-0,15	713	50	0	0,0818	1,0000	0,1759	0,1960

ESSAI 7	Préparation
----------------	--------------------

Vendredi 3 Octobre à 10H15

Matériau: Moraine de la Baie JamesMasse volumique des grains solides 2750 kg/m³

TENEUR EN EAU INITIALE	
Masse récipient (R)	332 g
R + SOL HUMIDE	886 g
R + SOL SEC	847 g
Masse EAU	39 g
Masse SOL SEC	515 g
TENEUR EN EAU	7,6 %

TENEUR EN EAU FINALE	
Masse récipient (R)	232 g
R + SOL HUMIDE	2393 g
R + SOL SEC	2186 g
Masse EAU	207 g
Masse SOL SEC	1954 g
TENEUR EN EAU	10,6 %

MESURES DU MOULE				
			Hauteur	Diamètre
Masse MOULE	4026 g	1	11,66	10,115
Masse MOULE + PLAQUE	4258 g	2	11,65	10,12
Masse MOULE + PLAQUE + EAU	5200 g	3	11,67	10,12
Masse EAU	942 g	Moyenne (cm)	11,66	10,12
VOLUME	942 cm³	VOLUME	938 cm³	
VOLUME MOYEN	940 cm³			

REALISATION DE L'ECHANTILLON (3 couches)			
Masse volumique SECHE souhaitée	2114 kg/m ³		
Masse volumique HUMIDE souhaitée	2274 kg/m ³		
<u>Couches 1 et 2:</u>		<u>Couche 3:</u>	
H	4 cm	H	5 cm
V	322 cm ³	V	402 cm ³
Poids hum	731 g	Poids hum	914 g
Masse MOULE + SOL	6140 g		6160
Masse SOL	2114 g		
Masse volumique HUMIDE réelle	2249 kg/m³		
Masse volumique SECHE réelle	2091 kg/m³		

CONFINEMENT (Cheminement de contrainte drainé)			
Cheminement de contrainte axiale de	0	à	1000 kPa
Cheminement de contrainte radiale de	0	à	500 kPa

ESSAI 7**Confinement**

Essai de cheminement de contraintes linéaire drainé

Date et heure de début: Vendredi 3 Octobre à 10H15

Variation de la pression axiale de confinement de 0 à 1000 kPa
 Variation de la pression radiale de confinement de 0 à 500 kPa
 Pression interstitielle 0 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,114 kg
Masse volumique sèche	2750 kg/m ³
n	0,18

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Friction au niveau du Bellofram 1 kPa

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	1,5 kPa
Pression axiale	1 kPa
Pression interstitielle	0 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	109,09	mm
Diamètre	104,55	mm
Surface	8584,1	mm ²
Volume	936429	mm ³

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	E_axi %	E_rad %	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U (Données ordi)
0,18	1,4	1,27	-1,5	0	-5E-05	0	0	1
36,68	1,5	3,55	-1,25	0,0075	-0,007	0	180	68
73,18	2	4,17	-1,4	0,0176	-0,015	1	423	110
114,91	3,5	4,4	-1,25	0,0406	-0,028	30	974	135
156,84	6	5,62	-1	0,0771	-0,047	30	1850	153
197,53	7,5	5,84	-1	0,1054	-0,062	-119	2529	169
238,87	9,5	6,56	-1	0,1441	-0,082	-564	3456	181
280,61	10,5	8,84	-1	0,1881	-0,104	-1290	4511	188

ESSAI 7**Mise en eau**

Les contrôleurs de pression cellulaire et de pression interstitielle ont été inversés

Essai de cheminement de contraintes linéaire non drainé

Date et heure de début: Vendredi 3 Octobre à 10H15

Pression axiale de confinement: 1000 kPa
 Pression radiale de confinement: 500 kPa
 Variation de la pression interstitielle de 0 à 500 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041,0 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,114 kg
Masse volumique des grains soli	2750 kg/m ³
n	0,23
Teneur en eau initiale	7,57 %

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Pas de calcul de la friction

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	0 kPa
Pression axiale	-9 kPa
Pression interstitielle	0 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	112,48	mm
Diamètre	102,99	mm
Surface	8330,8	mm ²
Volume	937080	mm ³

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U	(Données ordi)			
Tps (s)	U	S_axi	S_rad	VOL_U	V_S_axi	V_S_Rad	w	Sr	n	n*Sr
4,35	-1,5	-7	-2,85	11	31	0	0,0694	0,7371	0,1763	0,1299
80,49	-1,5	-2,14	-2,9	28	90	0	0,0694	0,7375	0,1762	0,1300
156,33	2	-6,06	-2,5	1044	164	0	0,0699	0,7443	0,1762	0,1311
230,28	4,5	-7,4	-2,5	2098	222	0	0,0703	0,7513	0,1761	0,1323

ESSAI 8	Préparation
----------------	--------------------

Jeudi 11 Septembre à 15H30

Matériau: Moraine de la Baie James

Masse volumique des grains solides 2750 kg/m³

TENEUR EN EAU INITIALE		TENEUR EN EAU FINALE	
Masse récipient (R)	332 g	Masse récipient (R)	232 g
R + SOL HUMIDE	886 g	R + SOL HUMIDE	2393 g
R + SOL SEC	847 g	R + SOL SEC	2186 g
Masse EAU	39 g	Masse EAU	207 g
Masse SOL SEC	515 g	Masse SOL SEC	1954 g
TENEUR EN EAU	7,6 %	TENEUR EN EAU	10,6 %

MESURES DU MOULE				
Masse MOULE	4026 g	1	Hauteur	Diamètre
Masse MOULE + PLAQUE	4258 g	2	11,66	10,115
Masse MOULE + PLAQUE + EAU	5200 g	3	11,65	10,12
Masse EAU	942 g		11,67	10,12
		Moyenne (cm)	11,66	10,12
VOLUME	942 cm3	VOLUME	938 cm3	
VOLUME MOYEN	940 cm3			

REALISATION DE L'ECHANTILLON (3 couches)			
Masse volumique SECHE souhaitée	2114 kg/m ³		
Masse volumique HUMIDE souhaitée	2274 kg/m ³		
<u>Couches 1 et 2:</u>		<u>Couche 3:</u>	
H	4 cm	H	5 cm
V	322 cm ³	V	402 cm ³
Poids hum	731 g	Poids hum	914 g
Masse MOULE + SOL	6140 g		6160
Masse SOL	2114 g		
Masse volumique HUMIDE réelle	2249 kg/m³		
Masse volumique SECHE réelle	2091 kg/m³		

CONFINEMENT (Cheminement de contrainte drainé)			
Cheminement de contrainte axiale de	0	à	1000 kPa
Cheminement de contrainte radiale de	0	à	500 kPa

ESSAI 8**Confinement**

Essai de cheminement de contraintes linéaire drainé

Date et heure de début: Jeudi 11 Septembre à 15H30

Variation de la pression axiale de confinement de 0 à 1000 kPa
 Variation de la pression radiale de confinement de 0 à 500 kPa
 Pression interstitielle 0 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,114 kg
Masse volumique sèche	2750 kg/m ³
n	0,18

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Friction au niveau du Bellofram 1 kPa

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	3 kPa
Pression axiale	17,077 kPa
Pression interstitielle	1,5 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	115,62	mm
Diamètre	101,3	mm
Surface	8058,8	mm ²
Volume	931779	mm ³

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	E_axi %	E_rad %	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U	(Données ordi)
7,34	4	14,24	1,1	0	0	-1	0	0	
111,45	4	15,81	1,05	0,016	-0,008	-8	384	0	
195,46	4,5	20,69	1,5	0,036	-0,018	-8	864	0	
269,88	5	23,48	1,5	0,0555	-0,028	24	1331	0	
346,31	6	27,44	1,55	0,0685	-0,034	227	1644	0	
424,47	7	30,18	2	0,0791	-0,04	685	1897	0	
496,89	8	31,02	2,45	0,0907	-0,041	1254	2176	-82	
569,61	9	33,3	2,45	0,0992	-0,034	1694	2379	-301	
645,57	10,5	34,81	2,5	0,106	-0,016	2358	2543	-696	

ESSAI 8**Mise en eau**

Les contrôleurs de pression cellulaire et de pression interstitielle ont été inversés

Essai de cheminement de contraintes linéaire non drainé

Date et heure de début: Jeudi 11 Septembre à 15H30

Pression axiale de confinement: 1000 kPa
 Pression radiale de confinement: 500 kPa
 Variation de la pression interstitielle de 0 à 500 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041,0 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,114 kg
Masse volumique des grains soli	2750 kg/m ³
n	0,23
Teneur en eau initiale	7,57 %

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Pas de calcul de la friction

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	0,5 kPa
Pression axiale	0,884 kPa
Pression interstitielle	0 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	116,1	mm
Diamètre	101,37	mm
Surface	8071,1	mm ²
Volume	937080	mm ³

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U	(Données ordi)			
Tps (s)	U	S_axi	S_rad	VOL_U	V_S_axi	V_S_Rad	w	Sr	n	n*Sr
5,66	-0,5	1,16	-0,85	0	-4	0	0,0707	0,9059	0,1828	0,1656
77,8	1,5	0,48	-0,55	127	14	0	0,0707	0,9068	0,1828	0,1658
149,86	3	0,82	-0,4	303	29	0	0,0708	0,9079	0,1828	0,1660
222,36	4,5	1,94	-0,05	657	51	0	0,0710	0,9102	0,1828	0,1664

ESSAI 9	Préparation
----------------	--------------------

Lundi 22 Septembre à 12H15

Matériau: Moraine de la Baie JamesMasse volumique des grains solides 2750 kg/m³

TENEUR EN EAU INITIALE	
Masse récipient (R)	236 g
R + SOL HUMIDE	745 g
R + SOL SEC	709 g
Masse EAU	36 g
Masse SOL SEC	473 g
TENEUR EN EAU	7,6 %

TENEUR EN EAU FINALE	
Masse récipient (R)	304 g
R + SOL HUMIDE	2465 g
R + SOL SEC	2263 g
Masse EAU	202 g
Masse SOL SEC	1959 g
TENEUR EN EAU	10,3 %

MESURES DU MOULE			
Masse MOULE	4026 g	1	Hauteur 11,66 Diamètre 10,115
Masse MOULE + PLAQUE	4258 g	2	11,65 10,12
Masse MOULE + PLAQUE + EAU	5200 g	3	11,67 10,12
Masse EAU	942 g	Moyenne (cm)	11,66 10,12
VOLUME	942 cm ³	VOLUME	938 cm ³
VOLUME MOYEN	940 cm³		

REALISATION DE L'ECHANTILLON (3 couches)			
Masse volumique SECHE souhaitée	2114 kg/m ³		
Masse volumique HUMIDE souhaitée	2275 kg/m ³		
<u>Couches 1 et 2:</u>		<u>Couche 3:</u>	
H	4 cm	H	5 cm
V	322 cm ³	V	402 cm ³
Poids hum	732 g	Poids hum	915 g
Masse MOULE + SOL	6159 g		
Masse SOL	2133 g		
Masse volumique HUMIDE réelle	2270 kg/m³		
Masse volumique SECHE réelle	2109 kg/m³		

CONFINEMENT (Cheminement de contrainte drainé)			
Cheminement de contrainte axiale de	0	à	1000 kPa
Cheminement de contrainte radiale de	0	à	500 kPa

ESSAI	9	Saturation
--------------	----------	-------------------

Les contrôleurs de pression axiale et de pression interstitielle ont été inversés

"Essai de cheminement de contraintes linéaire non drainé"

Date et heure de début: Lundi 22 Septembre à 12H15

Variation de la pression cellulaire de 10 à 85 kPa

Variation de la pression interstitielle de 0 à 75 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon	
Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041,0 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,133 kg
Masse volumique des grains soli	2750 kg/m ³
n (initial)	0,23
Teneur en eau initiale	7,61 %

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Friction au niveau du Bellofram: 1 kPa

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai	
Vitesse de l'essai	50 kPa/h
Pression de confinement	11 kPa
Pression axiale	0 kPa
Pression interstitielle	10,5 kPa

Dimensions finales de l'échantillon		
Hauteur	113,65	mm
Diamètre	102,46	mm
Surface	8245,5	mm ²
Volume	937080	mm ³

Tps (s) S_rad S_axi V_S_Rad V_S_axi (Données ordi)

Tps (s)	S_rad	U	V_S_Rad (entrant dans la cellule)	V_U (entrant dans l'échantillon)	w	Sr	n*Sr	vol éch (mm ³)	vol U ds éch (mm ³)
4,45	10,5	10	0	3	0,0761	0,7347	0,1667	937576	162345
148,55	11	12	139	526	0,0763	0,7375	0,1673	937437	162868
295,75	13	13,5	747	1360	0,0767	0,7433	0,1686	936829	163702

ESSAI 9**Confinement**

Essai de cheminement de contraintes linéaire drainé

Date et heure de début: Lundi 22 Septembre à 12H15

Variation relative de la pression axiale de confinement de 0 à 1000 kPa
 Variation relative de la pression radiale de confinement de 0 à 500 kPa
 Pression interstitielle 0 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,133 kg
Masse volumique sèche	2750 kg/m ³
n	0,17

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Friction au niveau du Bellofram 1 kPa

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	83 kPa
Pression axiale	82 kPa
Pression interstitielle	70 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

Hauteur	115,41	mm
Diamètre	101,15	mm
Surface	8035,6	mm ²
Volume	927360	mm ³

Tps (s)	S_rad	S_axi	U	E_axi %	E_rad %	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U (Données ordi)
5,49	83	81,85	69,85	-0,002	0,0008	0	-37	0
81,21	83,5	83,63	70	0,0015	-8E-04	0	36	0
154,75	84	85,41	70	0,0052	-0,003	14	125	0
228,98	85	87,69	70,15	0,0099	-0,005	75	237	0
303,05	86	89,97	70,5	0,0138	-0,007	141	331	0
378,41	87	93,01	70,75	0,0201	-0,01	204	482	-1
452,28	89	92,97	70,95	0,0149	-0,003	645	358	-82
525,5	89,5	94,75	70,95	0,0232	-0,002	645	556	-189
598,72	90	98,32	71	0,0296	-1E-04	646	709	-275

ESSAI 9**Mise en eau**

Les contrôleurs de pression cellulaire et de pression interstitielle ont été inversés

Essai de cheminement de contraintes linéaire non drainé

Date et heure de début: Lundi 22 Septembre à 12H15

Pression axiale relative de confinement: 1000 kPa
 Pression radiale relative de confinement: 500 kPa
 Variation relative de la pression interstitie 0 à 500 kPa

Dimensions initiales de l'échantillon

Hauteur	116,6 mm
Diamètre	101,18 mm
Surface	8041,0 mm ²
Volume	937576 mm ³
Surface du bellofram	20587 mm ²
Masse de l'échantillon	2,133 kg
Masse volumique des grains soli	2750 kg/m ³
n	0,23
Teneur en eau initiale	7,61 %

Pas de saturation ni de vérification du degré de saturation (B)

Pas de calcul de la friction

L'échantillon n'a pas été consolidé avant l'essai

Conditions initiales de l'essai

Vitesse de l'essai	100 kPa/h
Pression de confinement	61,5 kPa
Pression axiale	61,5 kPa
Pression interstitielle	0 kPa

Dimensions finales de l'échantillon

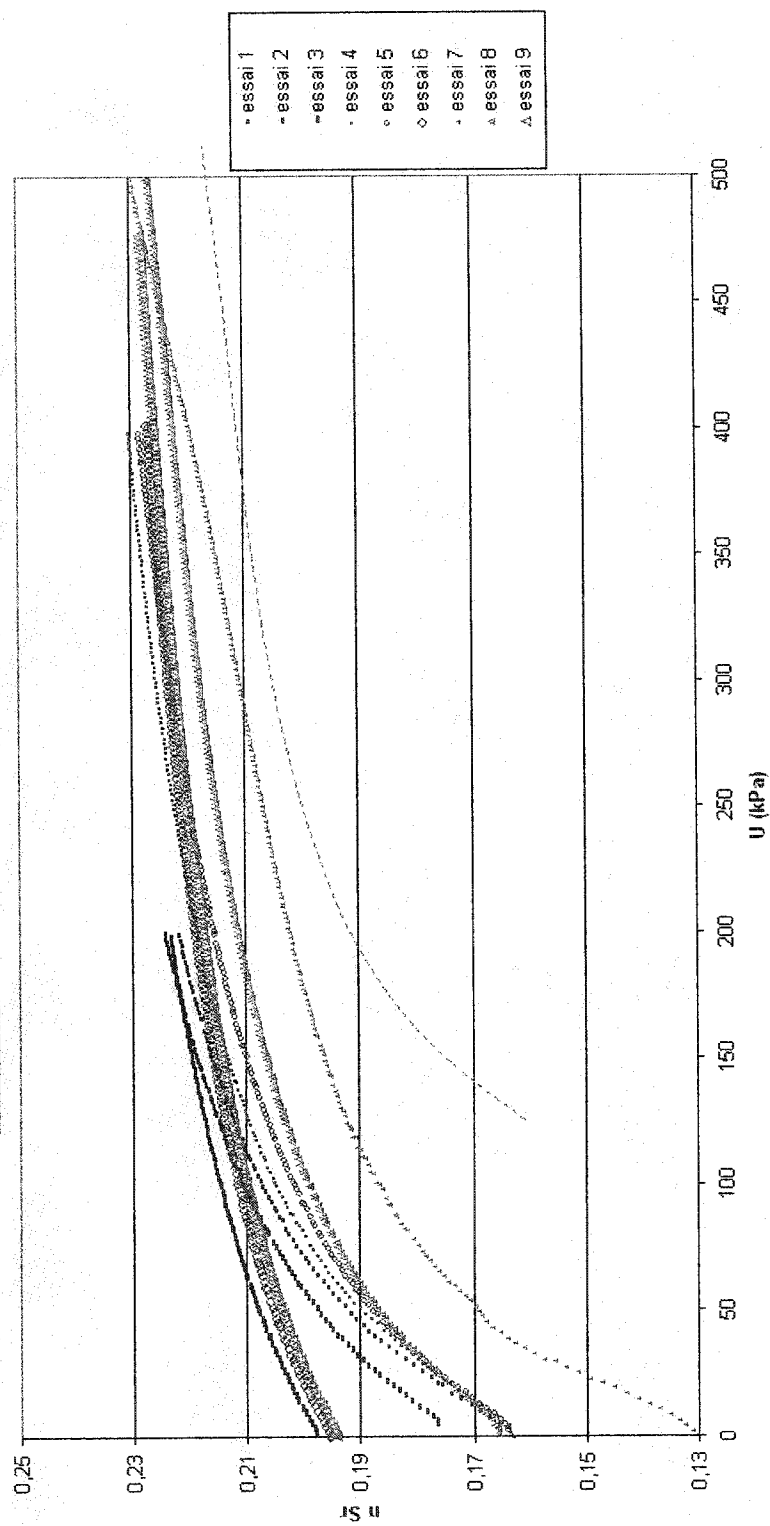
Hauteur	116,14	mm
Diamètre	101,36	mm
Surface	8068,6	mm ²
Volume	937080	mm ³

* La valeur réelle de U est $U^* + U_0$

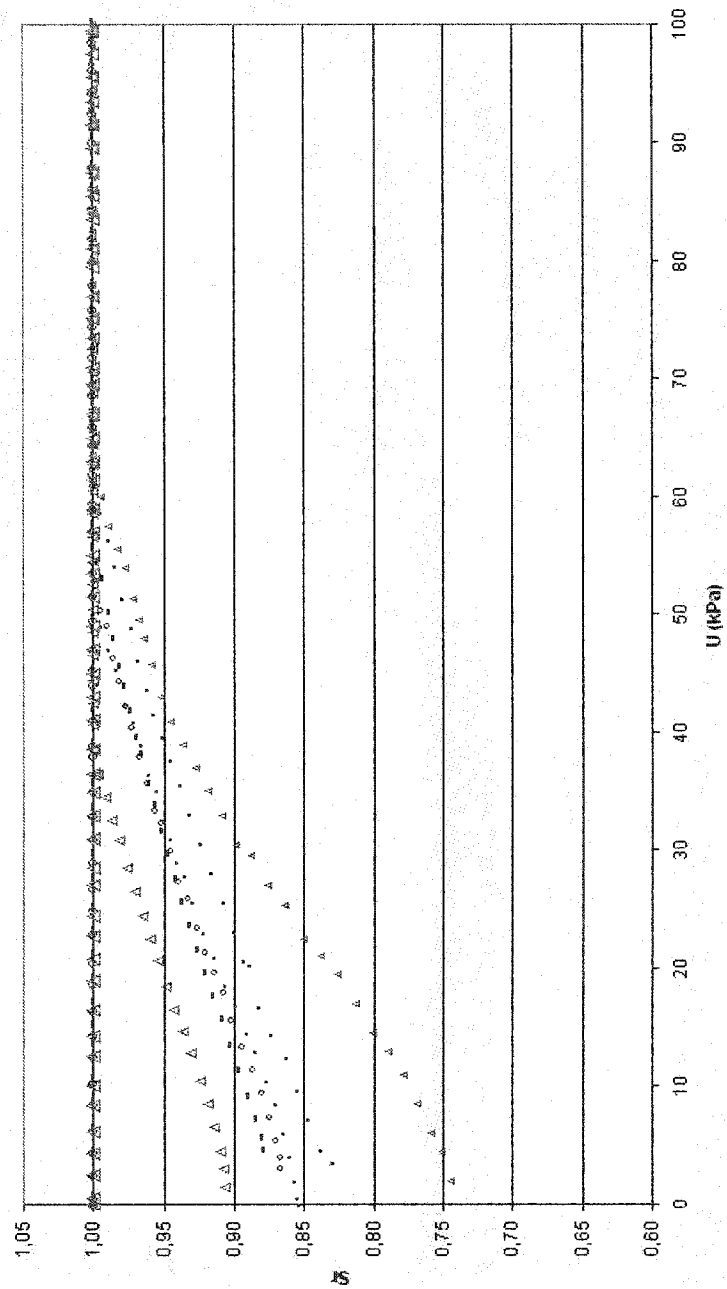
Tps (s)	S_rad	S_axi	U	V_S_Rad	V_S_axi	VOL_U	(Données ordi)			
Tps (s)	U*	S_axi	S_rad	VOL_U	V_S_axi	V_S_Rad	w	Sr	n	n*Sr
2,5	0	60,22	-0,6	0	0	0	0,0818	1,0000	0,1816	0,1943
75,86	0,5	62	-0,5	55	23	0	0,0818	1,0000	0,1816	0,1943
148,06	2,5	61,44	-0,25	356	38	0	0,0820	1,0000	0,1816	0,1947
221,16	4,35	62,39	0,15	716	63	0	0,0821	1,0000	0,1815	0,1951

ANNEXE II :
COURBES DE RESULTATS
DES ESSAIS AU LABORATOIRE

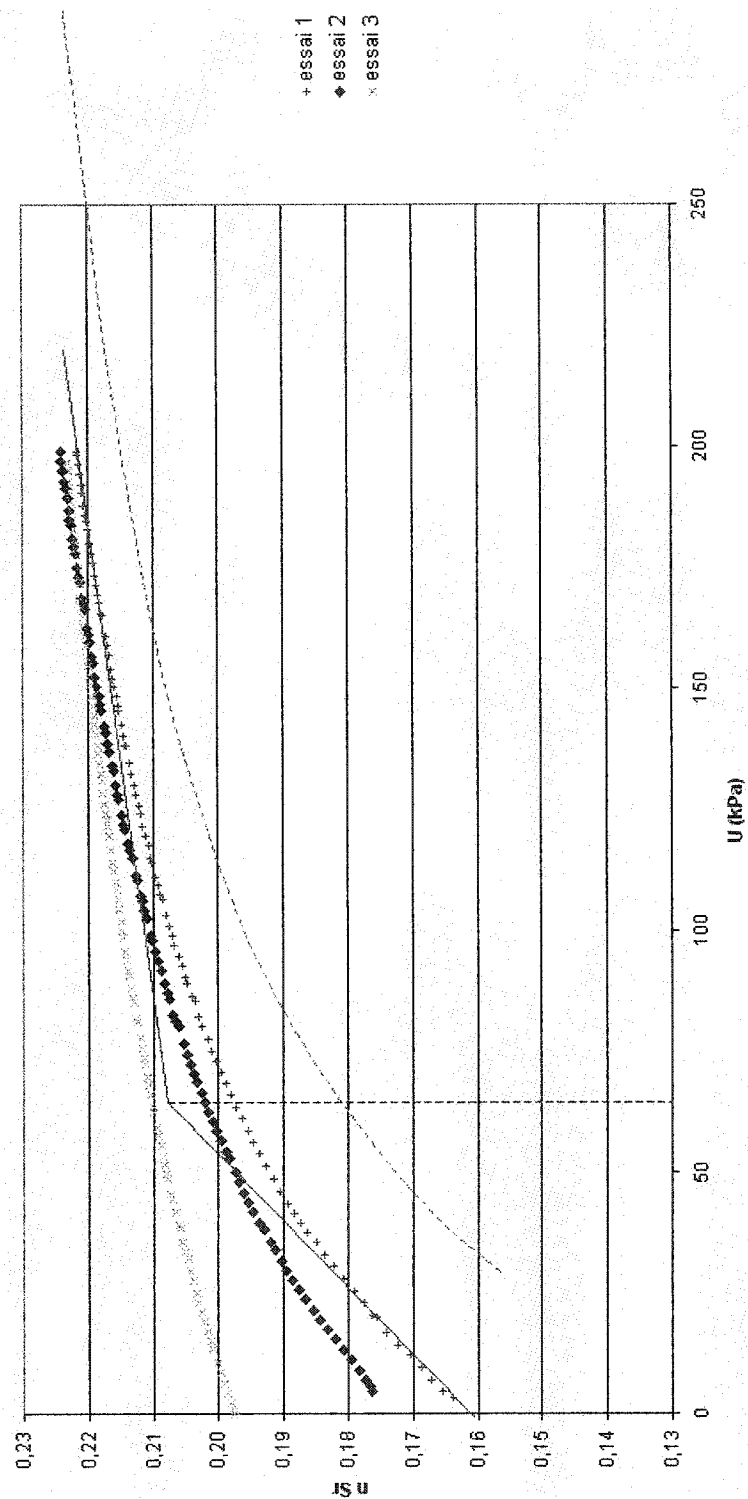
Teneur en eau volumique en fonction de la pression d'eau (étape 3)



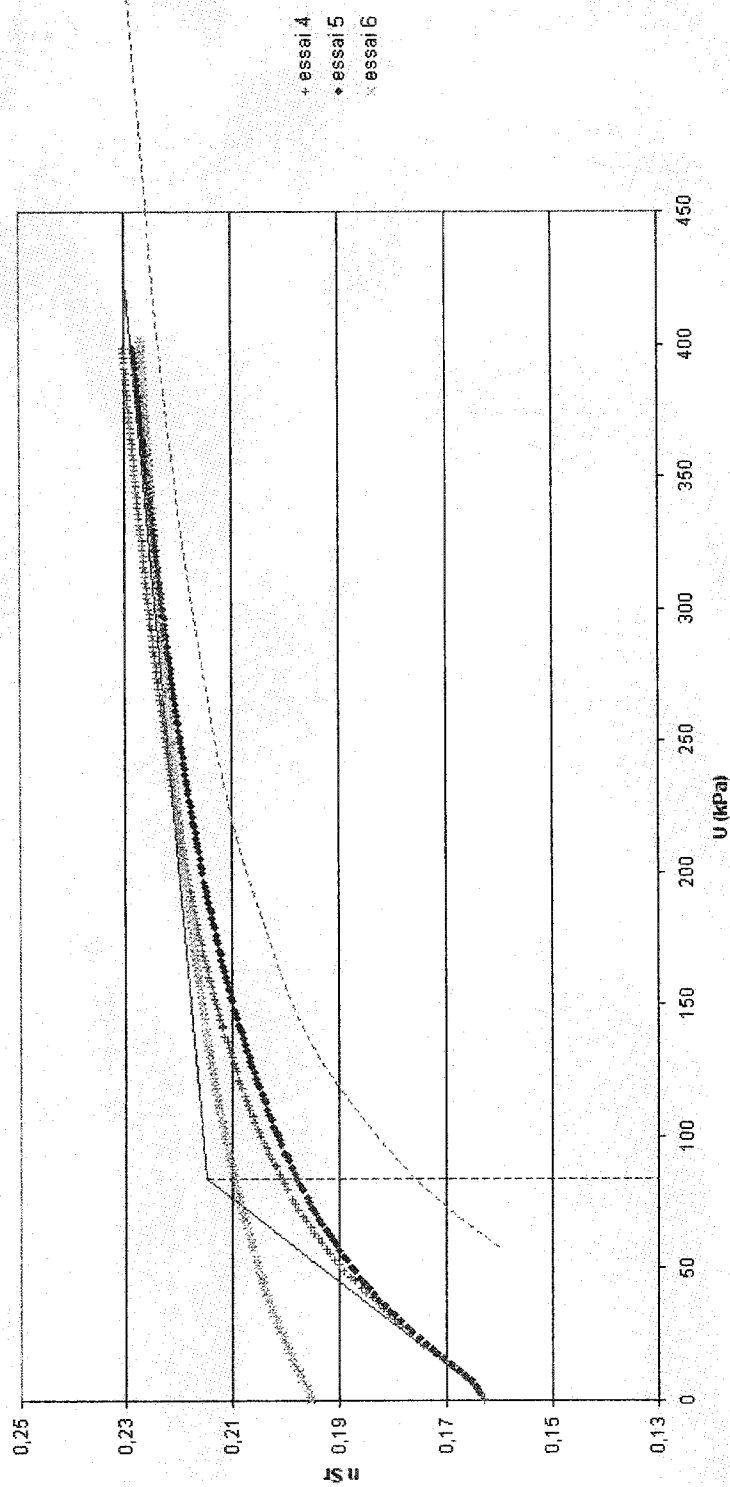
Degré de saturation en fonction de la pression interstitielle (étape 3)



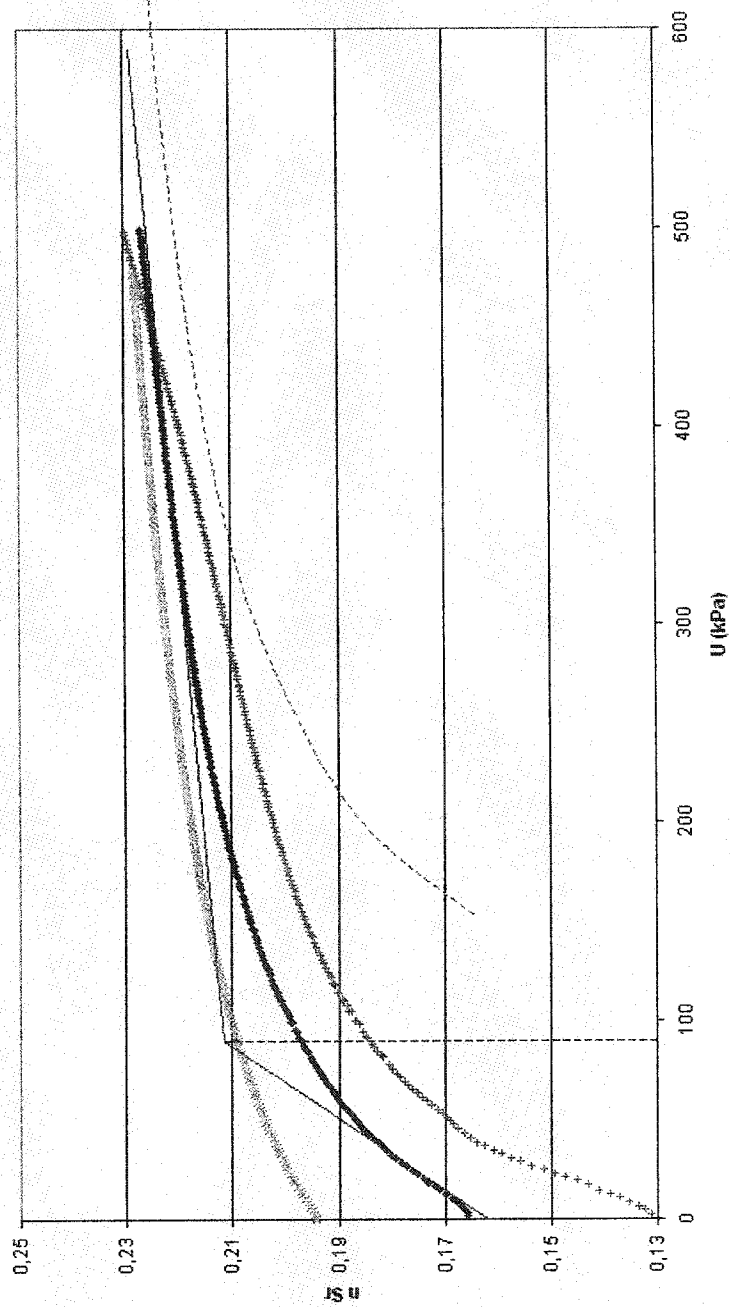
Teneur en eau volumique en fonction de la pression d'eau (étape 3)
(Confinement vertical de 400kPa)



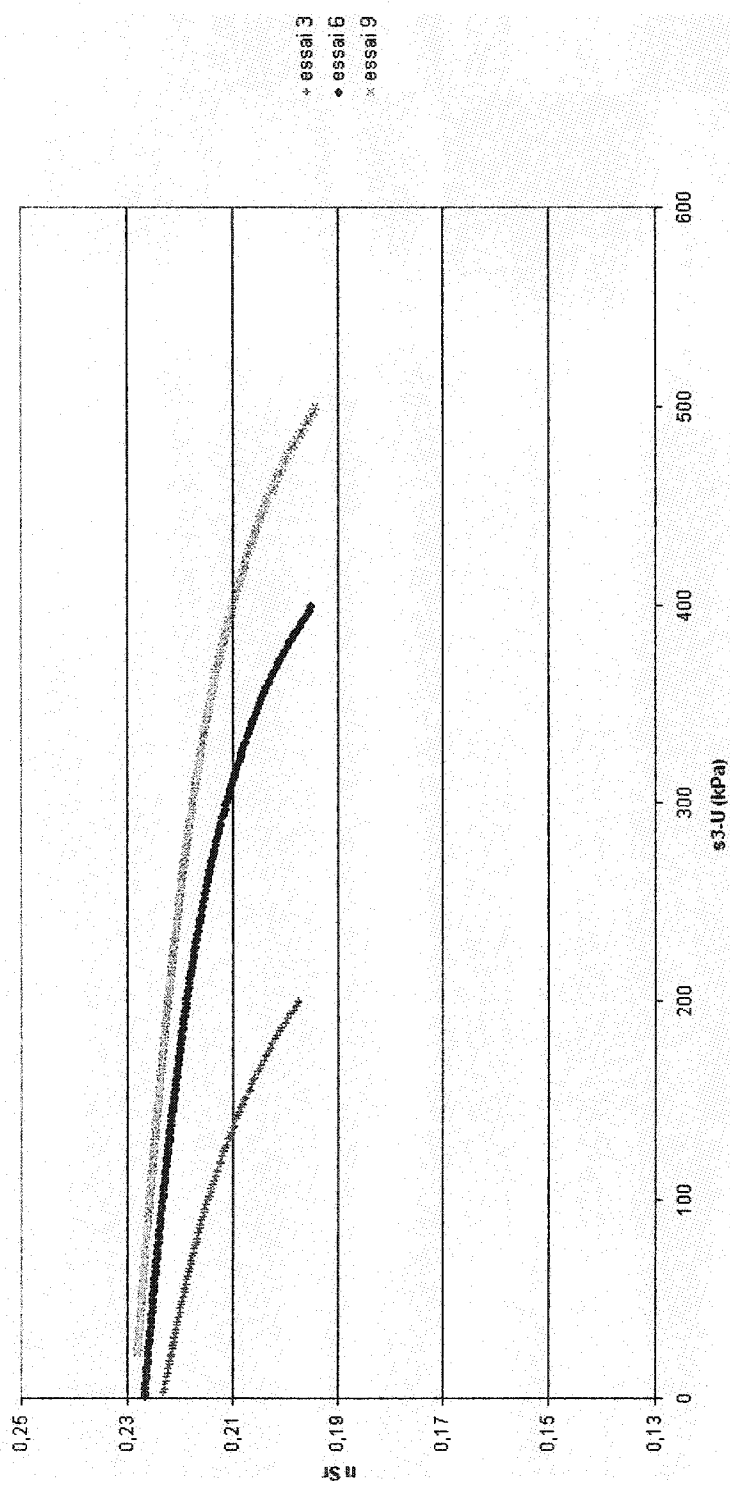
Teneur en eau volumique en fonction de la pression d'eau (étape 3)
(Confinement vertical de 800kPa)



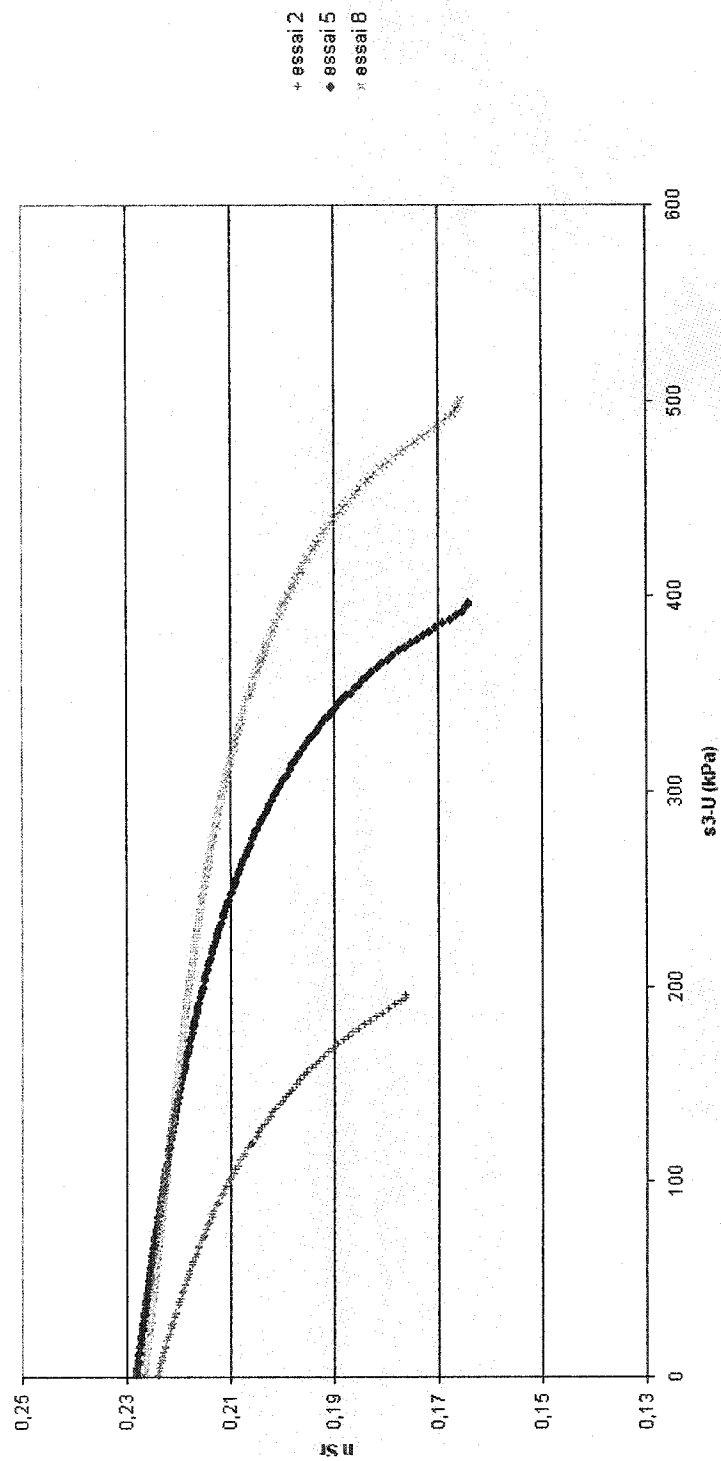
Teneur en eau volumique en fonction de la pression d'eau (étape 3)
(Confinement vertical de 1000kPa)



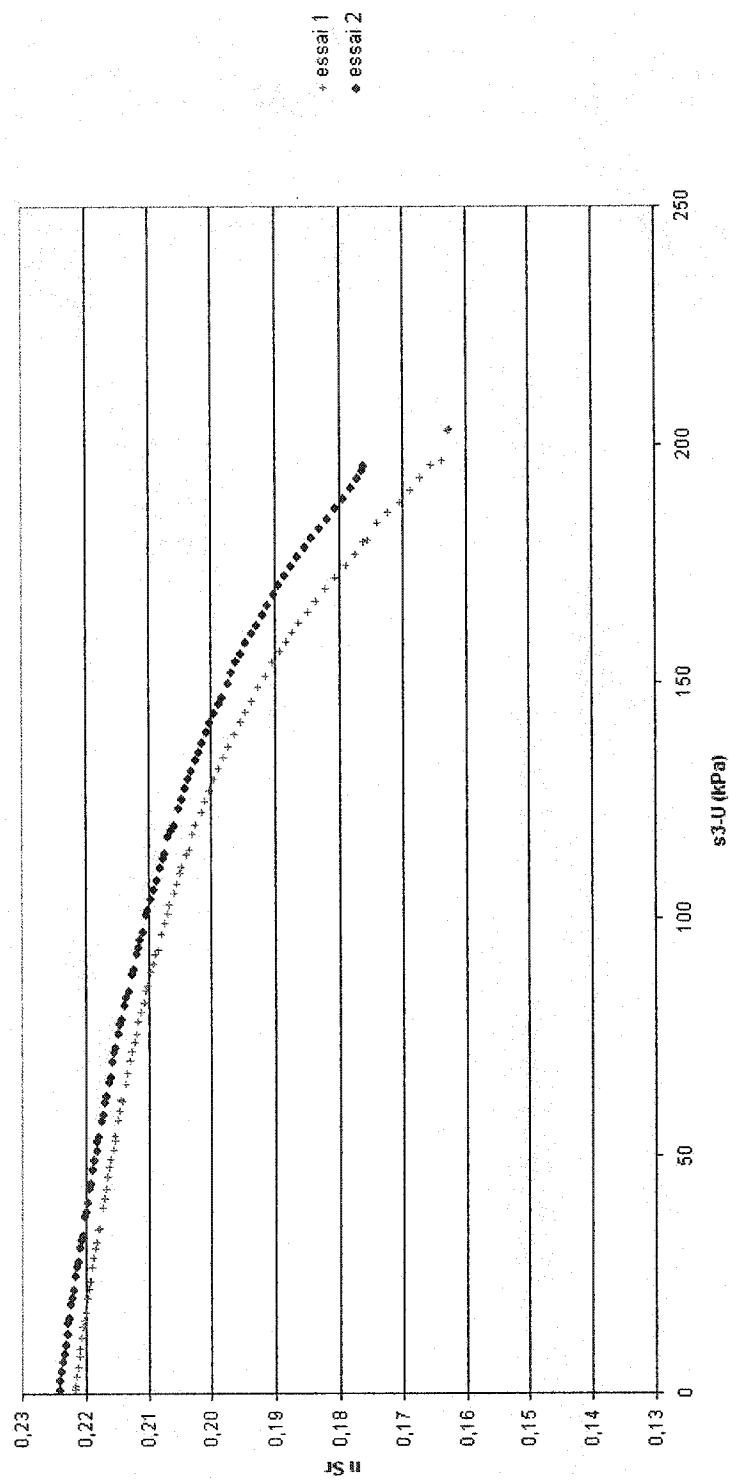
Teneur en eau volumique en fonction de la contrainte normale nette (étape 3)
(Degré de saturation initial = 1)



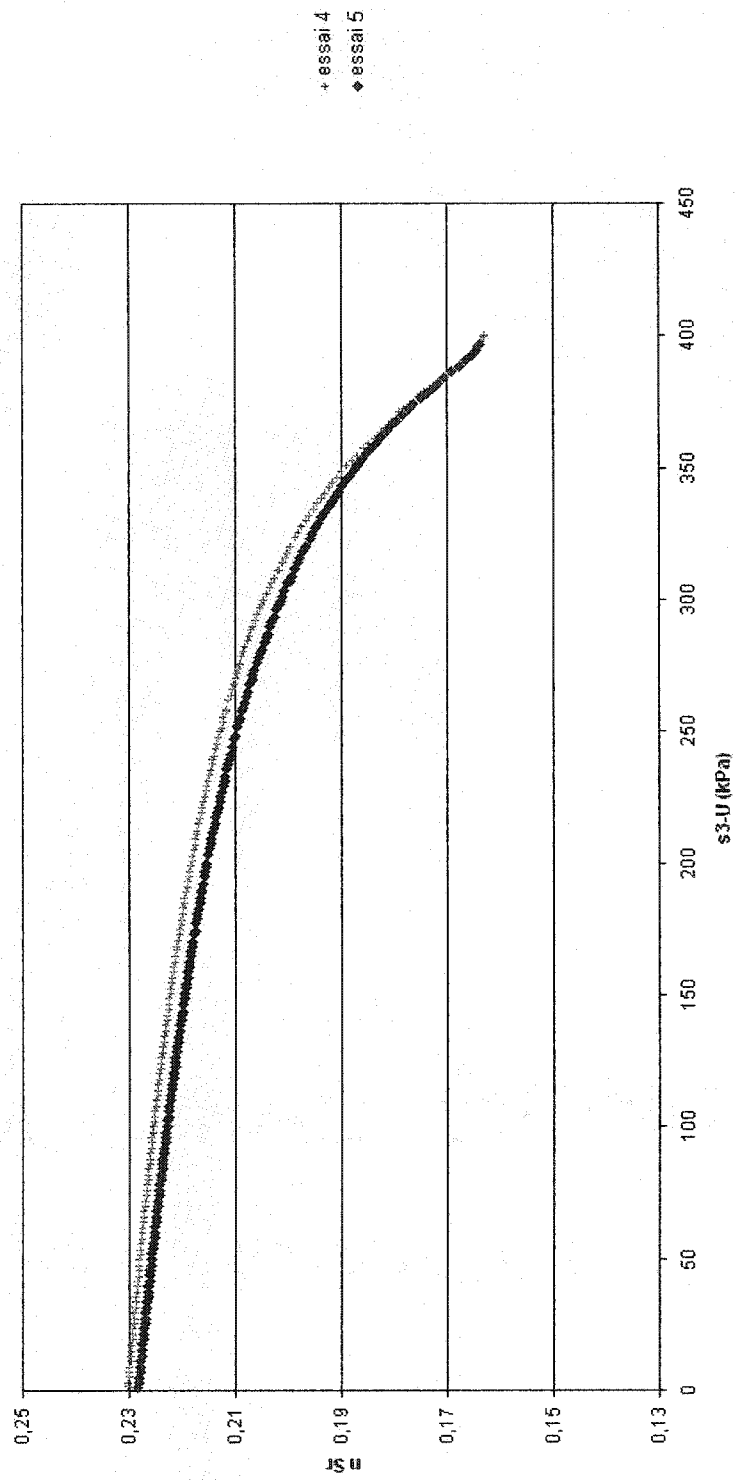
Teneur en eau volumique en fonction de la contrainte normale nette (étape 3)
(Degré de saturation initial = 0.88)



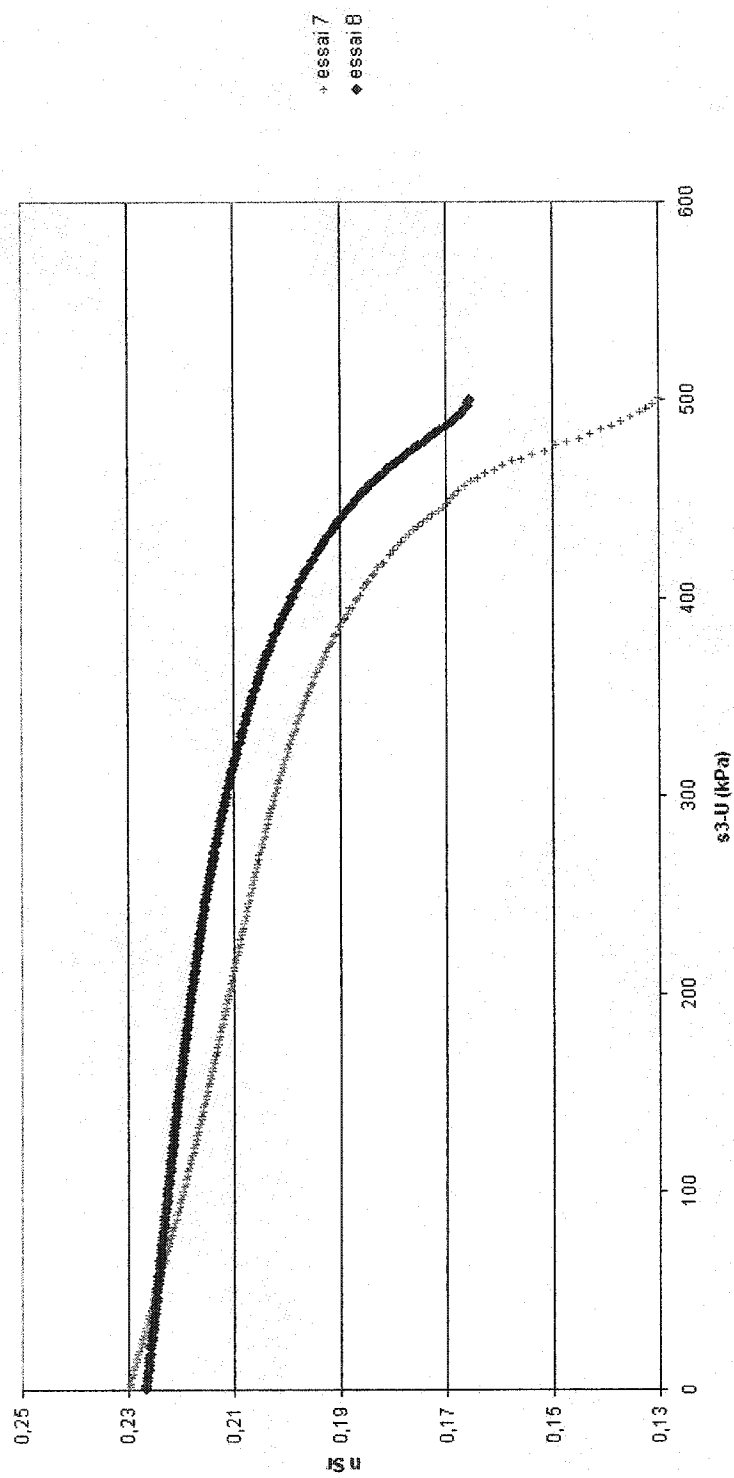
Teneur en eau volumique en fonction de la contrainte normale nette (étape 3)
(Contrainte totale mineure de 200kPa)



Teneur en eau volumique en fonction de la contrainte normale nette (étape 3)
(Contrainte totale mineure de 400kPa)



Teneur en eau volumique en fonction de la contrainte normale nette (étape 3)
(Contrainte totale mineure de 500 kPa)



ANNEXE III :
EXEMPLE DE FEUILLE EXCEL
DU PROGRAMME DE SIMULATION

ANNEXE IV :
NOTICE D'UTILISATION DU PROGRAMME
DE SIMULATION SOUS EXCEL

Remarque: Lors de l'ouverture de la feuille de calcul simulation_EXCEL, il est important d'**activer les macros**.

- La première étape consiste à rentrer les caractéristiques du sol dans lequel va s'effectuer l'écoulement. Ces caractéristiques sont les suivantes :

Porosité

Conductivité hydraulique

αk (intervenant dans la relation $k_{wr} = \frac{k_{wns}}{k_{ws}} = S_r^{\alpha k}$)

Coefficient de changement de volume lorsque le sol est saturé

Coefficient de changement de volume lorsque de l'air est occlus

Coefficient de changement de volume lorsque le flux d'air est continu

Degré de saturation initial du sol

- Il faut ensuite rentrer les caractéristiques géométriques du barrage

Hauteur d'eau sur le bief amont

Hauteur d'eau sur le bief aval

Longueur du noyau

- Enfin, il faut déterminer la simulation souhaitée

Pas de temps

Temps à la fin de la simulation

NOTA : Chaque cellule contenant une abréviation a été annotée. Il suffit de placer la souris sur la case pour voir apparaître une note explicative de ce qu'elle contient.

- Avant de lancer la simulation, il est nécessaire d'enregistrer les paramètres en cliquant sur **INITIALISATION**.
- Pour lancer la simulation, il suffit ensuite de cliquer sur **PHASE 1**. Cette phase correspond à l'apparition des surpressions interstitielles. Si le temps de simulation demandé est assez long, le pic de surpression interstitielle sera

atteint et la simulation s'y arrêtera. La case « POSITION PAR RAPPORT AU PIC DE PRESSION INTERSTITIELLE » indiquera alors « pic atteint, cliquez sur PHASE 2 pour poursuivre la simulation ». Si le temps de simulation ne permet pas d'atteindre le pic, il ne sera pas nécessaire de cliquer sur **PHASE 2** ; la case « POSITION PAR RAPPORT AU PIC DE PRESSION INTERSTITIELLE » indiquera « pic non atteint, simulation terminée».

ANNEXE V :
CODE DU PROGRAMME
DE SIMULATION SOUS FREEFEM++

//définition des paramètres-----

```

real n=0.2;    //porosité
real k=1e-7;    //perméabilité en écoulement saturé (m/s)
int al=6;      //k(non sat)=k(sat)*Sr^al
real r=10000;  //poids volumique de l'eau (N/m3)
real [int] m(3);
m[0]=3.39e-8; //Coefficient de changement de volume lorsque le flux d'air est continu
(Pa^-1)
m[2]=4.44e-8; //Coefficient de changement de volume lorsque le sol est saturé(Pa^-1)
m[1]=5.76e-7; //Coefficient de changement de volume lorsque l'air est occlus (Pa^-1)
real si=0.76;  //degré de saturation initial
real srf=0.75  //degré de saturation critique au dessus duquel l'air est occlus
real hi=1;     //Pression initiale (m)
real ham=14    //Pression à l'amont (m)
real hav=1;    //Pression à l'aval (m)
real dt=60;    //pas de temps (s)
real t=60*60*24; //temps de la simulation (s)
real L=0.88;    //Longueur du cylindre (m)
real D=0.25;    //Diamètre du cylindre (m)
real nL=20;     //Nombre d'éléments sur la longueur
real nD=5;      //Nombre d'éléments sur le diamètre
real [int] xx(100),yy(100); //tableaux servant au tracé des profils d'écoulement
int pic=0;      //variable déterminant si le pic de pression interstitielle est atteint
int test;       //Variable utilisée pour le changement de comportement régi par err
real err=1e-5;  //Si DSr entre deux itérations<err, les surpressions interstitielles se
dissipent
int res1=0;     //visualisation de la charge hydraulique (0) ou du degré de saturation (1)

```

```
int res2=1; //Visualisation du profil (0), des équipotentiels ou des lignes de même
saturation (1)
```

```
//maillage-----
```

```
border a(t=0,L) {x=t;y=0;label=1;};
border b(t=0,D) {x=L;y=t;label=2;};
border c(t=0,L) {x=L-t;y=D;label=3;};
border d(t=0,D) {x=0;y=D-t;label=4;};
mesh maillage = buildmesh (a(nL)+b(nD)+c(nL)+d(nD));
plot(maillage,wait=true,cmm="maillage");
```

```
//Calcul du coefficient de gonflement en fonction de Sr-----
```

```
func real cm(real S)
```

```
{
  real mi;
  if (S<=srf)
    mi=m[0];
  if (0.75<S & S<1)
    mi=m[1];
  if (S==1)
    mi=m[2];
  return mi;
}
```

```
//problème non saturé-----
```

```
fespace Hs(maillage,P2);
```

```
Hs h1,s1,h0,s0,nc;
```

```
Hs p,q;
```

```
//Simulation avec le premier degré de saturation-----
```

```
s0=si;
```

```
h0=hi;
```

```
nc=n;
```

```
for(int i=0;i<t/dt;i++)
```

```
{
```

```
//première étape-----
```

```
solve equation1(h1,p)=
```

```
int2d(maillage)(cm(s0)*h1*p/dt)+int2d(maillage)((k/r)*s0^al*(dx(h1)*dx(p)+dy(h1)*dy(p)))
```

```
+int2d(maillage)(-cm(s0)*h0*p/dt)
```

```
+on(4,h1=ham)+on(2,h1=hav);
```

```
//deuxième étape-----
```

```
solve equation2(s1,q)=
```

```
int2d(maillage)(nc*s1*q)+int2d(maillage)(-cm(s0)*r*(h1-h0)*q)+int2d(maillage)(-nc*s0*q);
```

```
cout<<"phase 1"<<endl;
```

```
if(int2d(maillage)(s1-s0)<=err)
```

```
{
```

```
pic=1;
```

```
break;
```

```
};
```

```
nc=nc*max(1,s1);
```

```
s0=s1;
```

```
s0=min(1,s0);
```

```
h0=h1;
```

```
if (res1==0)
```

```
{
```

```
  if (res2==1)
```

```
  {
```

```
    plot(h0,value=true,cmm="H, PHASE 1, t="+i*dt+" s");
```

```
  };
```

```
  if (res2==0)
```

```
  {
```

```
    for (int j=0; j<100; j++)
```

```
    {
```

```
      x=j*L/100;
```

```
      y=D/2;
```

```
      xx[j]=x;
```

```
      yy[j]=h0;
```

```
    };
```

```
    plot([xx,yy],value=true,cmm="H, PHASE 1, t="+i*dt+" s");
```

```
  };
```

```
};
```

```
if (res1==1)
```

```

{
  if (res2==1)
  {
    plot(s0,value=true,cmm="Sr, PHASE 1, t="+i*dt+" s");
  };
  if (res2==0)
  {
    for (int j=0; j<100; j++)
    {
      x=j*L/100;
      y=D/2;
      xx[j]=x;
      yy[j]=s0;
    };

    plot([xx,yy],value=true,cmm="Sr, PHASE 1, t="+i*dt+" s");
  };
};

test=i;

}; //end for i

if (pic==1)
{
  for(int i=0;i<t/dt-test;i++)
  {

```

```
solve equation3(h1,p)=
```

```
int2d(maillage)(cm(s0)*h1*p/(dt*s0^al))+int2d(maillage)((k/r)*(dx(h1)*dx(p)+dy(h1)*dy(p)))
```

```
+int2d(maillage)(-cm(s0)*h0*p/(dt*s0^al))
```

```
+on(4,h1=ham)+on(2,h1=hav);
```

```
cout<<"phase 2"<<endl;
```

```
h0=h1;
```

```
if (res1==0)
```

```
{
```

```
if (res2==1)
```

```
{
```

```
plot(h0,value=true,cmm="H, PHASE 2, t="+ (i+test)*dt+" s");
```

```
};
```

```
if (res2==0)
```

```
{
```

```
for (int j=0; j<100; j++)
```

```
{
```

```
x=j*L/100;
```

```
y=D/2;
```

```
xx[j]=x;
```

```
yy[j]=h0;
```

```
};
```

```
plot([xx,yy],value=true,cmm="H, PHASE 2, t="+ (i+test)*dt+" s");
```

```
};
```

```
};
```

```

if (res1==1)
{
    if (res2==1)
    {
        plot(s0,value=true,cmm="Sr, PHASE 2, t="+ (i+test)*dt+" s");
    };
    if (res2==0)
    {
        for (int j=0; j<100; j++)
        {
            x=j*L/100;
            y=D/2;
            xx[j]=x;
            yy[j]=s0;
        };
        plot([xx,yy],value=true,cmm="Sr, PHASE 2, t="+ (i+test)*dt+" s");
    };
};
}; //end for i
}; // end if pic
if (res1==0)
{
    if (res2==0)
    {
        plot([xx,yy],value=true,wait=true,cmm="H Final (t="+t+" s)"); //,ps="profil H
pour Sr0="+si+"t="+t+".eps");
    };
};

```

```

if (res2==1)
{
    plot(h0,value=true,wait=true,cmm="H Final (t="+t+" s)"); //,ps="H pour
Sr0="+si+"t="+t+".eps");
};
};
if (res1==1)
{
    if (res2==0)
    {
        plot([xx,yy],value=true,wait=true,cmm="Sr Final (t="+t+" s)"); //,ps="profil Sr
pour Sr0="+si+"t="+t+".eps");
    };
    if (res2==1)
    {
        plot(s0,value=true,wait=true,cmm="Sr Final (t="+t+" s)"); //,ps="Sr pour
Sr0="+si+"t="+t+".eps");
    };
};
};

```


ANNEXE VI :
NOTICE D'UTILISATION
DU PROGRAMME SOUS FREEFEM++

- Comme pour la simulation sous EXCEL, la simulation commence par la rentrée des caractéristiques du sol, des caractéristiques géométriques et de la durée de la simulation ! Pour cela, il suffit d'ouvrir le fichier texte simulation_FREEFEM et de changer les paramètres nécessaires.

NOTA : Il est possible de visualiser l'évolution de la charge hydraulique ou du degré de saturation en choisissant 0 ou 1 pour la variable res1. Suivant la valeur de la variable res2 (0 ou 1), les graphiques de sortie représentent alors le profil de l'écoulement ou les équipotentielles (Lignes d'isovaleurs pour le degré de saturation).

- Il suffit ensuite d'enregistrer ces changements (CTRL+S ou fichier-enregistrer).
- La simulation se fait alors en cliquant sur l'icône FREEFEM, puis en choisissant le fichier simulation_FREEFEM.

NOTA : Le graphique de fin de simulation est enregistré sous l'un des noms suivants en fonction de la visualisation demandée :

H pour Sr0=_____ t=_____

Sr pour Sr0=_____ t=_____

Un cédérom accompagne ce mémoire de maîtrise

**Toute personne intéressée à se le procurer doit
contacter :**

École Polytechnique de Montréal

Service de fourniture de documents

B.P. 6079, Succursale Centre-Ville

Montréal, Québec H3C 3A7

Canada

Tél. : (514) 340-4846

Télécopieur : (514) 340-4026